



TUGAS AKHIR RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG EMBUNG KELBUNG
KABUPATEN BANGKALAN**

HERI SUMARTONO
NRP. 3111 100 084

Dosen Pembimbing :
Prof. Dr. Nadjadji Anwar, MSc
Muhammad Bagus Ansori ST, MT

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT RC14-1501

**REDESAIN OF EMBUNG KELBUNG BANGKALAN
REGENCY**

HERI SUMARTONO
NRP. 3111 100 084

Supervisor :
Prof. Dr. Nadjadji Anwar, MSc
Muhammad Bagus Ansori ST, MT

Civil Engineering Deparment
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN ULANG EMBUNG KELBUNG KABUPATEN BANGKALAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

HERI SUMARTONO
NRP. 3111 100 084

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Nadjadji Anwar MSi (Pembimbing I)
2. M. Bagus Ansori ST, M. (Pembimbing II)

SURABAYA, JULI 2015

PERENCANAAN ULANG EMBUNG KELBUNG KABUPATEN BANGKALAN

Nama : Heri Sumartono
NRP : 3111 100 084
Jurusan : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Nadjaji Anwar, MSc
2. M. Bagus Ansori, ST., MT

Abstrak

Desa Kelbung adalah salah satu desa di kabupaten Bangkalan. desa kelbung dihuni oleh pengungsi konflik sipit yang berasal dari Kota Sambas, Kalimantan Barat. Lokasi desa ini berjarak 30 km dari ibu kota Kecamatan Sepulu. Desa kelbung dihuni oleh 130 KK. Pada tahun 2002 mereka membangun sebuah embung untuk kebutuhan air bersih mereka. Embung ini dibangun secara swadaya dan LSM. Namun saat ini embung telah mengalami beberapa kerusakan.

Pada Tugas Akhir ini akan melakukan perencanaan ulang Embung Kelbung. Pada Tugas Akhir ini akan melakukan analisis hidrologi, analisis kapasitas tampungan, analisa hidrolika, dan analisis kestabilan.

Hasil analisis perencanaan Embung Kelbung antara lain adalah debit banjir rencana yang didapatkan dengan menggunakan metode Hidroraf Nakayasu adalah 3.60 m³/dt., kebutuhan air baku penduduk di tahun 2040 atau tahun rencana adalah 156 m³/hari dan kapasitas kebutuhan tampungan sebesar 36207 m³ dan berada pada elevasi +136.10 m. Konstruksi bendungan sendiri yaitu memiliki panjang 100 m dengan tinggi 9.05 m dengan kemiringan hulu dan hilir sebesar 1 : 2. Dengan kemiringan tersebut didapatkan nilai Safety Factor (SF) 2.00 atau lebih besar daripada SF minimal yaitu 1.2 (normal) dan 1.5

(gempa). Sehingga perencanaan tersebut dapat memenuhi persyaratan keselamatan bendungan.

Kata kunci : desa kelbung, embung kelbung, air baku, dimensi embung, safety factor

REDESAIN OF EMBUNG KELBUNG BANGKALAN REGENCY

Name : Heri Sumartono
NRP : 3111 100 084
Department : Civil Engineering FTSP ITS
Promotor : 1. Prof. Dr. Nadjaji Anwar, MSc
2. M. Bagus Ansori, ST., MT

Abstract

Kelbung village is one of the villages in Bangkalan. kelbung village inhabited by refugees Sampit Conflict from the Sambas City, West Kalimantan. The location of this village is 30 km far away from the capital of the District Sepulu. Kelbung village inhabited by 130 families. In 2002 they built a dam or “Embung” for their water needs. These “embung” are built independently and NGOs.

But this time “embung” has suffered some damage. In this final project will perform re-planning Embung Kelbung. In this final project will conduct hydrological analysis, analysis of storage capacity, hydraulics analysis, and analysis of stability.

Kelbung Embung planning analysis results include flood discharge plan obtained using methods Hidroraf Nakayasu is $3.60 \text{ m}^3 / \text{sec.}$, The raw water needs of the population in 2040 or the plan is $156 \text{ m}^3 / \text{day}$ and the capacity of the storage requirement of $36\ 207 \text{ m}^3$ and are at $+136.10 \text{ m}$ elevation. Construction of the dam has a length of 100 m with a height of 9.05 meters with upstream and downstream slope of 1: 2. With the slope values obtained Safety Factor (SF) 2:00 or greater than the minimum SF is 1.2 (normal) and 1.5 (earthquake). So that the plan can meet the safety requirements of the dam.

Keywords: *Kelbung village, embung kelbung, raw water, embung dimensions, safety factor*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada Allah SWT karena atas limpahan rahmat-Nya Tugas Akhir ini dapat selesai dengan baik. Tugas Akhir dijadwalkan disusun selama 16 minggu terhitung setelah minggu pertama perkuliahan semester genap. Selama penyusunan Tugas Akhir penulis mengalami berbagai macam kendala baik yang berasal dari eksternal maupun internal Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini dapat selesai bukan semata karena penulis saja, tetapi juga karena adanya bantuan dan dukungan dari beberapa pihak. Oleh karena itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, PhD, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
2. Bapak Prof. Dr. Nadjadji Anwar , M.Sc. dan Muhammad Bagus Ansori ST. MT. selaku dosen pembimbing untuk Tugas Akhir
3. Keluarga besar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
4. Keluarga besar S-54 dan mahasiswa angkatan 2011 Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
5. Rekan- rekan Mahasiswa Teknik Sipil ITS

Tugas akhir ini memang masih jauh dari kata sempurna. Sehingga penulis sangat mengharapkan kritik dan saran pembaca untuk kesempurnaan proposal tugas akhir ini. Akhir kata, semoga tugas proposal tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi siapapun yang membutuhkan.

Surabaya, Juli 2015

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xix
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan	4
1.4. Manfaat	4
1.5. Batasan Masalah.....	4
1.6. Lokasi Studi	5
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 7
2.1. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata	7
2.1.1. Cara rata – rata aljabar	7
2.1.2. Cara Thiessen	8
2.1.3. Metode Isohyet.....	9
2.2. Analisa Frekuensi.....	11
2.2.1. Perhitungan Parameter Dasar Statisitik.....	11
2.3 Analisa Frekuensi dan Probabilitas	13
2.3.1. Distribusi Gumbel	14
2.3.2. Distribusi Log Pearson Type III.....	15
2.4. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana	16
2.4.1. Uji Chi-Kuadrat.....	17
2.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	20
2.5 Curah Hujan efektif.....	22
2.6 Perhitungan Hidrograf.....	23
2.6.1. Metode Nakayasu.....	24

2.7 Metode FJ. Mock.....	25
2.8 Lengkung Kapasitas Waduk.....	29
2.9 Analisa Proyeksi Penduduk.....	29
2.10 Kebutuhan Air Domestik.....	30
2.11 Evaporasi.....	30
2.12 Kapasitas Mati (Dead Storage).....	31
2.13 Kapasitas Efektif	32
2.14 Keseimbangan Air (Water Balance).....	33
2.15 Penelusuran Banjir (Reservoir Routing)	34
2.16 Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (Spillway)	36
2.17 Pemilihan Mercu Spillway Tipe Ogee	43
2.18 Analisa Tubuh Bendungan	45
2.18.1 Perencanaan Tinggi Bendungan.....	45
2.18.2 Perencanaan Tinggi Bebas (Free Board) Bendungan	46
2.18.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan.....	46
2.18.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi.....	47
2.19 Analisa Stabilitas Pelimpah/ Spillway.....	48
2.19.1 Stabilitas Terhadap Rembesan	48
2.19.2. Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas.....	49
2.19.3. Stabilitas Terhadap Guling.....	50
2.19.4 Stabilitas Terhadap Geser.....	50
2.19.5 Kontrol Ketebalan Lantai	50
2.19.6 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah.....	51
2.20 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan	51
 BAB III METODOLOGI	 53
3.1 Studi Literatur.....	53
3.2 Pengumpulan Data	53
3.2.1 Data Hidrologi.....	53
3.2.2 Data klimatologi.....	54
3.2.3 Data Topografi	54
3.2.4 Data Jumlah Penduduk.....	54
3.2.5 Data Tanah	54
3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah	54

3.3.1. Analisa Hidrologi.....	54
3.3.2. Analisa Kapasitas Tampung.....	56
3.3.3 Analisa Hidrolika	57
3.3.4 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan dan Bangunan Pelimpah (Spillway).....	58
BAB IV ANALISIS HIDROLOGI.....	61
4.1. Perhitungan Curah Hujan Rata-rata	61
4.2 Perhitungan Distribusi Frekuensi	62
4.3 Uji Distribusi.....	63
4.3.1 Log Normal	63
4.3.2 Pearson Tipe III.....	68
4.3.3 Log Pearson Tipe III	72
4.3.4. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi.....	76
4.4. Perhitungan Curah Hujan Rencana	76
4.5. Perhitungan Distribusi Hujan	78
4.5.1 Perhitungan Curah Hujan Efektif	78
4.5.2 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam Ke-t.....	79
4.6. Perhitungan Hidrograf.....	80
4.7. Evaporasi.....	86
4.8. Analisa Kebutuhan Air.....	87
4.9. Analisa Debit Tersedia.....	89
4.10. Debit Andalan	93
4.11. Lengkung Kapasitas Waduk.....	96
4.12. Kapasitas Mati (Dead Storage)	99
4.13. Elevasi Minimal Pengoperasian	100
4.14. Kapasitas Tampung Efektif.....	101
4.15. Simulasi Kebutuhan Minimum Tampung	106
4.16. Penelusuran Banjir (Reservoir Routing)	110
BAB V ANALISIS TUBUH BENDUNGAN.....	117
5.1. Tinggi Bendungan.....	117
5.2. Perencanaan Lebar Mercu Bendungan.....	117
5.3. Kemiringan Lereng Bendungan	118
5.4. Formasi Garis Depresi.....	118

5.4.1. Kondisi Muka Air Banjir.....	120
5.4.2. Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	121
5.4.3. Kondisi Setengah Muka Air Penuh.....	122
5.4.4. Kondisi Muka Air setinggi Dead Storage	123
5.5. Analisa Stabilitas Bendungan Hulu.....	128
5.5.1. Pada Saat Kondisi Muka Air Kosong.....	130
5.5.2. Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir	133
5.5.3. Pada Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	135
5.5.4. Pada Saat Kondisi Muka Air Setengah Penuh	137
5.5.5. Pada Saat Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage	139
5.6. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas	141
5.7. Analisa Stabilitas Bendungan Hilir	142
5.7.1. Pada Saat Kondisi Muka Air Kosong.....	144
5.7.2. Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir	147
5.7.3. Pada Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	149
5.7.4. Pada Saat Kondisi Muka Air Setengah Penuh	151
5.7.5. Pada Saat Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage	153
5.8. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas	155

BAB VI ANALISIS BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY)

.....	157
6.1. Pelimpah (Spillway)	157
6.2. Saluran Pengarah I.....	157
6.3 Analisa Pelimpah.....	158
6.4. Pelimpah Samping.....	161
6.4.1. Perhitungan Muka Air Sepanjang Pelimpah	162
6.5. Saluran Pengarah II	163
6.5.1 Bagian Hulu.....	163
6.5.2 Bagian Hilir	164
6.6 Saluran Belokan	166
6.6.1 Tinggi Energi Hulu Belokan	168

6.6.2 Tinggi Energi Hilir	169
6.7 Saluran Transisi.....	170
6.7.1 Tinggi Energi Hulu	171
6.7.2 Tinggi Energi Hilir	172
6.8 Saluran Peluncur	173
6.8.1 Tinggi Energi Hulu	174
6.8.2 Tinggi Energi Hilir	175
6.9 Saluran Terompet	176
6.9.1 Tinggi Energi Hulu	177
6.9.2Tinggi Energi Hilir.....	177
6.10 Kolam Peredam Energi (Kolam Olak)	179
6.10.1 Tinggi Loncatan Air	180
6.10.2 Tinggi Baffle Blocks, End Sill dan Panjang Kolam Olak	181
6.11 Analisa Kestabilan Pelimpah (Spillway).....	182
6.11.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Bendung	182
6.11.2. Kondisi Muka Air Setinggi Banjir	191
 BAB VII KESIMPULAN	 201
DAFTAR PUSTAKA.....	203
LAMPIRAN	201
BIODATA PENULIS.....	265

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Karakteristik Distribusi Frekuensi.....	13
Tabel 2.2 Reduced Variate sebagai Fungsi Waktu Balik	15
Tabel 2.3 Nilai K Distribusi Log Person Type III.....	15
Tabel 2.4 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi).....	19
Tabel 2.5 Nilai kritis D0 uji Smirnov – Kolmogorov	21
Tabel 2.6 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal	21
Tabel 2.8 Kebutuhan Air Domestik	30
Tabel 2.9 angka satuan sedimen di daerah pengairan	32
Tabel 2.10 Karakteristik topografi	32
Tabel 2.11 Karakteristik geologi	33
Tabel 2.12 Harga – harga K dan n.....	45
Tabel 2.13 Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS.....	47
Tabel 2.14 Angka Rembesan Lane.....	50
Tabel 2.15 Tabel Nilai Sudut β , Φ , Dan A	52
Tabel 4.1 Tabel Curah Hujan Maksimum Pos Hujan Dupok.....	62
Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Ditribusi Log Normal.....	64
Tabel 4.3 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof.....	65
Tabel 4.4 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi	67
Tabel 4.5 Perhitungan Parameter Ditribusi Pearson Tipe III	68
Tabel 4.6 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof.....	69
Tabel 4.7 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi	71
Tabel 4.8 Perhitungan Parameter Ditribusi Log Pearson Tipe III	72
Tabel 4.9 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof	73
Tabel 4.10 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.....	76
Tabel 4.11 Rekapitulasi Hasil Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan	76
Tabel 4.12 Hasil Curah Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang	77
Tabel 4.13 Tabel Curah Efektif Periode Ulang.....	78

Tabel 4.14. Tabel Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam Ke-t .	80
Tabel 4.15 Ordinat Unit Hidrograf Kurva Naik ($0 < t < t_p$ atau $0 < t < 0.929$ jam)	82
Tabel 4.16 Ordinat Unit Hidrograf Kurva Turun ($t_p < t < t_p+t_0.3$ atau $0.929 < t < 1.179$ jam).....	82
Tabel 4.17 Ordinat Unit Hidrogrf Kurva Turun ($t_p+t_0.3 < t < t_p+t_0.3+1.5t_0.3$ atau $1.179 < t < 1.553$ jam).....	82
Tabel 4.18 Ordinat Unit Hidrogrf Kurva Turun ($t > t_p+t_0.3+1.5t_0.3$ atau $t > 1.553$ jam)	83
Tabel 4.19 Tabel Hidrograf Curah Hujan Rencana 25 Tahunan	84
Tabel 4.20 Tabel Perhitungan Evaporasi.....	86
Tabel 4.21 Tabel Proyeksi Penduduk Desa Kelbung	87
Tabel 4.22. Tabel Kebutuhan Air	88
Tabel 4.23. Tabel Kebutuhan Air Baku Rencana	88
Tabel 4.24. Tabel Perhitungan Debit Limpasan FJ Mock	90
Tabel 4.25 Tabel Hasil Perhitungan FJ Mock	92
Tabel 4.26. Persentase Debit Andalan 80%	93
Tabel 4.27. Tabel Hasil Perhitungan Debit Andalan 80%	94
Tabel 4.28 Tabel Pengaruh Elevasi , Luasan dan Volume Waduk	96
Tabel 4.29 Tabel Rekapituasi Efektif Storage Embung Kelbung	101
Tabel 4.30 Tabel Perhitungan Water Balance pada Tahun ke-1	102
Tabel 4.31 Tabel Perhitungan Water Balance pada Tahun ke-2	103
Tabel 4.32 Tabel Perhitungan Kekurangan Air Baku 2004	106
Tabel 4.33 Rekapitulasi Simulasi Kekurangan Air Baku Tahun 2004-2014.....	108
Tabel 4.34 Tabel Hubungan Storage, Elevasi Dan Outflow	111
Tabel 4.35 Tabel Rekapitulasi Reservoir Routing.....	113
Tabel 5.1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Banjir	120
Tabel 5.2. Koordinat Garis Depresi Muka Air Penuh	121
Tabel 5.3. Koordinat Garis Depresi Muka Air Setengah Penuh	122
Tabel 5.4. Koordinat Garis Depresi Muka Air Dead Storage...	123
Tabel 5.5. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Kosong	131

Tabel 5.6. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	133
Tabel 5.7. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	135
Tabel 5.8. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	137
Tabel 5.9. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Dead Storage.....	139
Tabel 5.10. Rekapitulasi Perhitungan SF	141
Tabel 5.11. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Kosong	145
Tabel 5.12. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	147
Tabel 5.13. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	149
Tabel 5.14. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	151
Tabel 5.15. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	153
Tabel 5.16. Rekapitulasi Perhitungan SF	155
Tabel 6.1. Tabel Lengkung Mercu Hilir.....	158
Tabel 6.2 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2.	162
Tabel 6.3 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2.	165
Tabel 6.4 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2	170
Tabel 6.5 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2	173
Tabel 6.6 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2	176
Tabel 6.7 Perhitungan Nilai E2 terhadap Variasi d2	179
Tabel 6.8 Tabel Uplift Pressure Muka Air Setinggi Mercu	183
Tabel 6.9 Tabel Perhitungan Titik Berat Konstruksi.....	187
Tabel 6.10 Tabel Perhitungan Gaya dan Lengan Momen	187
Tabel 6.11 Tabel Perhitungan Momen Guling	188
Tabel 6.12 Perhitungan Kontrol Geser Konstruksi	189
Tabel 6.13 Tabel Uplift Pressure Muka Air Banjir	192
Tabel 6.14 Tabel Perhitungan Titik Berat Konstruksi.....	195
Tabel 6.15 Tabel Perhitungan Gaya Dan Lengan	196

Tabel 6.16 Tabel Perhitungan Momen Guling	197
Tabel 6.17 Perhitungan Kontrol Geser Konstruksi.....	198

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi Embung Desa Kelbung	1
Gambar 1.2 Kondisi Terkini Embung Desa Kelbung.....	2
Gambar 1.3 Peta topografi lokasi studi	5
Gambar 2.1. Cara Thiessen.....	9
Gambar 2.2. Metode Isohyet	10
Gambar 2.3.Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume	29
Gambar 2.4 Skema Tipe Bangunan Pelimpah.....	37
Gambar 2.5 Saluran Transisi	38
Gambar 2.6 Skema Saluran Peluncur	39
Gambar 2.7. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I.....	40
Gambar 2.8. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II.....	40
Gambar 2.9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III	41
Gambar 2.10. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV	41
Gambar 2.11 Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude Dengan Nilai	43
Gambar 2.12 Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee (U.S.Army Corps of Engineers, Waterways Experimental Stasion).....	45
Gambar 2.13 Penampang Tinggi bendungan	45
Gambar 2.14 Garis Depresi	47
Gambar 2.15 Bidang Longsor Bendungan Urugan	51
Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	59
Gambar 4.1 Thiesen Polygon untuk Embung Kelbung	61
Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Hujan Rencana 25 Tahunan.....	85
Gambar 4.4. Grafik Debit Andalan 80% Embung Kelbung.....	95
Gambar 4.5 Grafik Lengkung Kapasitas Waduk.....	98
Gambar 4.6. Grafik Water Balance	105
Gambar 4.7 Grafik Simulasi Kekurangan Air Baku Tahun	109
Gambar 4.8. Grafik Reservoir Routing	116
Gambar 5.1 Gambar Layout Bendung.....	119
Gambar 5.2 Garis Depresi	119
Gambar 5.3Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Banjir	124

Gambar 5.4 Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	125
Gambar 5.5 Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air $\frac{1}{2}$ Penuh ..	126
Gambar 5.6 Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage.....	127
Gambar 5.7 Gambar Bidang Longsor	129
Gambar 5.8 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Kosong.....	132
Gambar 5.9 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	134
Gambar 5.10 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	136
Gambar 5.11 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setengah Penuh	138
Gambar 5.12 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage.....	140
Gambar 5.13 Gambar Bidang Longsor Bagian Hilir.....	143
Gambar 5.14 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Kosong.....	146
Gambar 5.15 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir	148
Gambar 5.16 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)	150
Gambar 5.17. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setengah Penuh	152
Gambar 5.18. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage.....	154
Gambar 6.1 Skema Bangunan Pelimpah	157
Gambar 6.2 Aliran Air Di Atas Mercu Pelimpah.....	158
Gambar 6.3 Grafik Lengkung Mercu Ogge	160
Gambar 6.4 Potongan Melintang Mercu Pelimpah	161
Gambar 6.5 Garis Energi Pelimpah Samping.....	161
Gambar 6.6. Garis Energi Saluran Pengarah II	161
Gambar 6.7 Garis Energi Saluran Transisi.....	171
Gambar 6.8. Garis Energi Saluran Peluncur	174
Gambar 6.9 Garis Energi Saluran Terompet	177
Gambar 6.10 Grafik Tinggi Loncatan Air.....	180
Gambar 6.11 Grafik Tinggi Baffle Blocks dan End Sill dan Panjang Kolam Olak:	181

Gambar 6.12 Penampang Memanjang Spillway	182
Gambar 6.13 Titik Berat Konstruksi	186
Gambar 6.14 Penampang Memanjang Spillway	191
Gambar 6.15 Titik Berat Konstruksi	194

LAMPIRAN

GAMBAR TEKNIK

Gambar 1. Lokasi DAS Embung Kelbung	213
Gambar 2. Potongan Tubuh Bedungan	214
Gambar 3. Layout Embung Kelbung	215
Gambar 4. Potongan Memanjang Tubuh Bedungan I	216
Gambar 5. Potongan Memanjang Tubuh Bedungan II	217
Gambar 6. Potongan Melintang Tubuh Bedungan I	218
Gambar 7. Potongan Melintang Tubuh Bedungan II	219
Gambar 8. Detail Mercu Pelimpah	220
Gambar 9. Detail Potongan Memanjang Spillway I	221
Gambar 10. Detail Potongan Memanjang Spillway II	222
Gambar 11. Detail Potongan Memanjang Spillway III	223
Gambar 12. Detail Potongan Melintang Spillway	224
Gambar 13. Detail Kolam Olak	225
Gambar 14. Detail Potongan Memanjang Outlet	226
Gambar 15. Detail Potongan Outlet (Detail A)	227
Gambar 16. Detail Potongan Outlet (Detail B)	228
Gambar 17. Gaya Uplift Pada Konstruksi Spillway (Muka Air Setinggi Mercu)	229
Gambar 18. Gaya Uplift Pada Konstruksi Spillway (Muka Air Banjir)	230

GAMBAR

Gambar 1. Grafik Water Balance Tahun 2004	243
Gambar 2. Grafik Water Balance Tahun 2005	245
Gambar 3. Grafik Water Balance Tahun 2006	247
Gambar 4. Grafik Water Balance Tahun 2007	249
Gambar 5. Grafik Water Balance Tahun 2008	251
Gambar 6. Grafik Water Balance Tahun 2009	253

Gambar 7. Grafik Water Balance Tahun 2010.....	255
Gambar 8. Grafik Water Balance Tahun 2011.....	257
Gambar 9. Grafik Water Balance Tahun 2012.....	259
Gambar 10. Grafik Water Balance Tahun 2013.....	261
Gambar 11. Grafik Water Balance Tahun 2014.....	263

TABEL

Tabel 1. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2004	231
Tabel 2. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2005	232
Tabel 3. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2006	233
Tabel 4. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2007	234
Tabel 5. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2008	235
Tabel 6. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2009	236
Tabel 7. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2010	237
Tabel 8. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2011	238
Tabel 9. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2012	239
Tabel 10. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2013 ..	240
Tabel 11. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2014 ..	241

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air merupakan salah satu kebutuhan pokok untuk kelangsungan hidup manusia. Tidak hanya itu ketersediaan air bersih merupakan salah satu indikator kesejahteraan masyarakat suatu kawasan. Air yang dibiarkan ke laut dan tidak dimanfaatkan atau disimpan akan hilang secara percuma tanpa dirasakan manfaatnya. Walaupun air sering kita jumpai di sekitar kita namun secara kuantitas, kualitas dan distribusinya terkadang tidak sesuai dengan kebutuhan.

Konflik Sampit merupakan salah satu konflik antar etnis di Indonesia. Konflik ini berawal pada Februari 2002 dan berlangsung sepanjang tahun. Sesuai namanya konflik ini dimulai di Kota Sampit, Kalimantan Tengah dan meluas sampai seluruh Propinsi Kalimantan Tengah termasuk Kota Palangkaraya. Konflik ini terjadi antar Suku Dayak asli dengan warga migran asal Pulau Madura. Konflik Sampit mengakibatkan lebih dari 500 korban meninggal dan sekitar 100.000 warga Madura di Kalimantan kehilangan tempat tinggal. Sebagian warga Madura yang selamat dari konflik ini kemudian mengungsi ke penjurut tanah air dan sebagian memilih kembali ke Madura.



Gambar 1.1. Lokasi Desa Kelbung

Salah satu daerah pengungsian mereka adalah Desa Kelbung, Kecamatan Sepulu, Kabupaten Bangkalan. Lokasi desa ini terletak di perbukitan yang berjarak 30 km dari Ibu Kota Kecamatan Sepulu seperti terlihat pada gambar 1.1 di atas. Desa Kelbung terdiri dari 140 kepala keluarga (KK) yang semuanya merupakan warga pengungsi dari konflik sampit yang berasal dari Kota Sambas, Kalimantan Barat. Mereka menepati desa ini sejak tahun 2002 sampai saat ini.



Gambar 2.1 Kondisi terkini Embung Desa Kelbung

Seperti terlihat pada gambar 2.1a di atas dimensi tubuh bendungan embung yang dibangun memiliki panjang 35 m, tinggi maksimal 7 m dan luasan area tutupan maksimum 700 m². Embung ini direncanakan mampu menampung 4 juta liter air hujan pada saat kondisi penuh. Struktur bendungan embung terbuat dari urugan tanah yang diperkuat dengan pemasangan batu kosong pada sisi dalam. Kemiringan bendungan embung pada sisi luar adalah 1;1.5 dan sisi dalam adalah 1;0.75.

Namun seperti saat ini kondisi tubuh embung telah mengalami beberapa kerusakan. Antara lain bangunan *spillway* yang mulai mengalami retak pada beberapa bagian terlihat pada gambar 1.2 b dan c di atas. Dan yang lebih mengkhawatirkan adalah letak dan dimensi dari *spillway* yang dirasa belum memenuhi persyaratan keselamatan. Hal ini karena terjadi *overflow* di atas mercu *spillway* pada saat musim hujan. Sehingga apabila hal ini tidak segera diatasi maka akan membahayakan penduduk di sekitar alur di bagian hilir embung.

Tugas Akhir ini adalah melakukan perencanaan ulang embung desa kelbung. Perencanaan yang akan dilakukan meliputi perencanaan proyeksi kebutuhan air baku, perencanaan bendungan embung dan perencanaan *spillway*. Sehingga melalui tugas akhir ini diharapkan tercipta desain embung yang mampu melayani kebutuhan air baku masyarakat.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang, maka disusun rumusan masalah sebagai berikut;

1. Berapa luasan DAS Embung Desa Kelbung?
2. Berapa curah hujan rencana DAS Embung Desa Kelbung?
3. Berapa kebutuhan air baku Warga Desa Kelbung?
4. Berapa volume air baku dibutuhkan oleh Warga Desa Kelbung?
5. Berapa debit yang harus mampu dialirkan oleh *Spillway* Embung Desa Kelbung?
6. Bagaimana perencanaan tubuh Bendungan Embung Desa Kelbung?
7. Bagaimana perencanaan posisi dan dimensi *Spillway* Embung Desa Kelbung?

1.3. Tujuan

Dengan rumusan masalah tersebut di atas maka tujuan yang diharapkan adalah sebagai berikut;

1. Mengetahui luasan DAS Embung Desa Kelbung?
2. Mengetahui curah hujan rencana DAS Embung Desa Kelbung?
3. Mengetahui kebutuhan air baku Warga Desa Kelbung?
4. Mengetahui volume air baku dibutuhkan oleh Warga Desa Kelbung?
5. Mengetahui debit yang harus mampu dialirkan oleh *Spillway* Embung Desa Kelbung?
6. Mengetahui detail perencanaan tubuh Bendungan Embung Desa Kelbung?
7. Mengetahui detail perencanaan posisi dan dimensi *Spillway* Embung Desa Kelbung?

1.4. Manfaat

Tugas akhir ini diharapkan dapat merencanakan detail embung untuk menampung air sesuai dengan kebutuhan air yang ada sehingga kebutuhan air di Desa Kelbung dapat terpenuhi dan taraf hidup masyarakat di daerah tersebut dapat meningkat

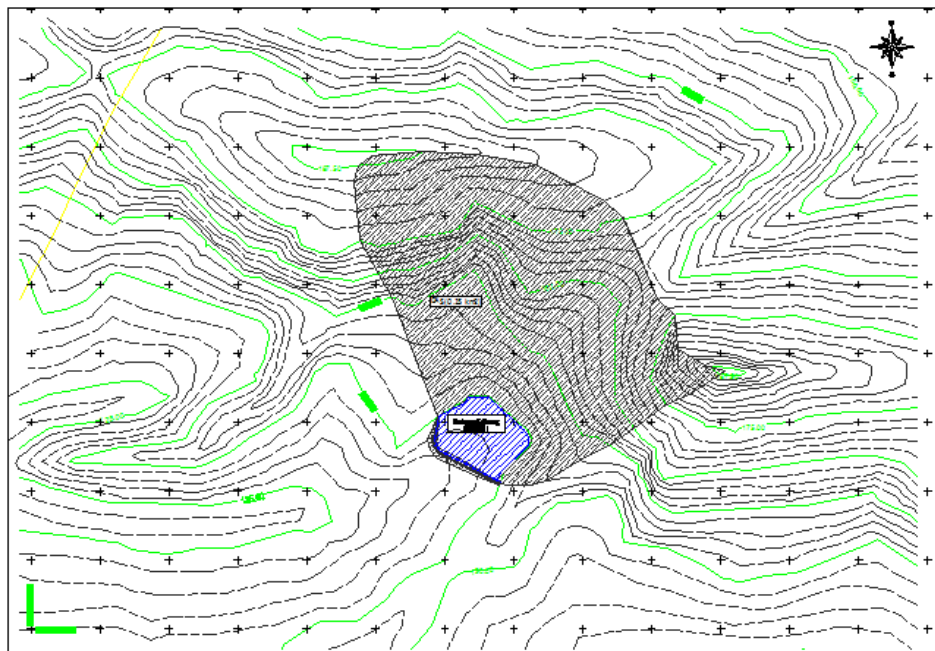
1.5 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir memiliki beberapa batasan permasalahan yang tidak akan dibahas antara lain:

1. Tidak membahas pengaruh proyek terhadap kondisi sosial, ekonomi, dan budaya masyarakat sekitar.
2. Tidak akan membahas mengenai metode konstruksi dari perencanaan.
3. Tidak akan menghitung volume pekerjaan dari pembangunan embung.
4. Hanya akan merencanakan dimensi *intake* air bersih tanpa merencanakan jaringan air bersih.

1.6 Lokasi Studi

Pada tugas akhir ini lokasi studi terletak di Desa Kelbung, Kecamatan Sepulu, Kabupaten bangkalan. Adapaun lokasi dan topografi *existing* dari lokasi studi seperti pada gambar 1.3.



Gambar 1.3 Peta Topografi Lokasi Studi

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Curah hujan diperlukan untuk perancangan suatu pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir. Curah hujan yang digunakan bukanlah curah hujan pada suatu titik tertentu, melainkan curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah / daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan daerah harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan yang terletak di sekitar daerah yang bersangkutan. Berikut ini adalah cara-cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik.

2.1.1. Cara rata – rata aljabar

Cara ini adalah perhitungan rata-rata curah hujan di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan dengan menggunakan perumusan matematika sederhana. Dimana rata-rata didapatkan dengan menjumlahkan curah hujan pada beberapa stasiun hujan kemudian membagi dengan jumlah stasiun curah hujan ang dijumlahkan. Adapun cara perhitungan dengan metode ini dapat dilihat dengan memakai rumus 2.1.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots(2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

dimana:

\bar{R} = curah hujan stasiun hujan daerah (mm)
 n = jumlah titik-titik pengamatan
 R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan ditiap titik pengamatan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain apabila jumlah titik pengamatan banyak dan tersebar merata di seluruh daerah.

2.1.2. Cara Thiessen

Jika titik-titik pengamatan di daerah yang bersangkutan tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik-titik pengamatan. Metode ini dinamakan dengan metode perhitungan “Thiessen”.

Curah hujan daerah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.2)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

dimana :

\bar{R} = curah hujan stasiun daerah

R = curah hujan di tiap stasiun pengamatan

n = jumlah titik-titik pengamatan

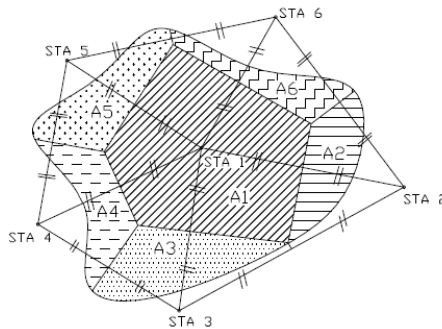
A = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan

Pembagian daerah A_1, A_2, \dots, A_n ditentukan dengan cara seperti berikut :

1. Cantumkan titik stasiun hujan pengamatan di dalam dan di sekitar daerah itu pada peta topografi skala 1 : 50.000, kemudian hubungkan tiap titik lokasi stasiun hujan yang berdekatan dengan sebuah garis lurus sehingga dengan demikian akan terlukis area yang tertutupi oleh bangun segitiga.
2. Daerah yang bersangkutan dibagi dalam poligon-poligon yang didapat dengan menggambar garis tegak lurus pada tiap sisi segitiga tersebut di atas. Curah hujan dalam tiap poligon itu dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik pengamatan

dalam tiap poligon itu (lihat gambar 2.1). Luas tiap poligon itu diukur dengan planimeter atau dengan cara lain.

Cara Thiessen ini memberikan hasil yang lebih teliti daripada cara rata-rata aljabar. Akan tetapi, penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi hasil yang didapat. Kerugian yang lain ialah untuk penentuan jaringan segitiga jika terdapat kekurangan pengamatan pada salah satu titik pengamatan.



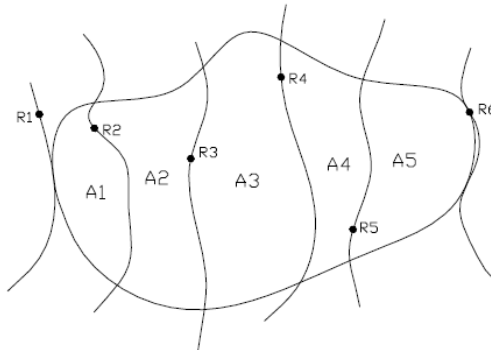
Gambar 2.1. Cara Thiessen

2.1.3. Metode Isohyet

Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah tangkapan hujan ditinjau tidak merata. Pada setiap titik di suatu kawasan dianggap hujan sama dengan yang terjadi pada stasiun terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada stasiun mewakili suatu luasan. (Sosrodarsono dan Takeda, 1976)

Metode ini digunakan dengan ketentuan :

- ☐ Digunakan pada daerah datar dan pegunungan
- ☐ Jumlah stasiun harus banyak
- ☐ Bermanfaat untuk hujan yang singkat



Gambar 2.2. Metode Isohyet

Dengan cara ini, kita harus menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama, seperti gambar 2.2. Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan kontur, dan nilai rata-ratanya dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur, sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{R_i + R_{i+1}}{2} A_i}{A} \text{ (mm)} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana:

$A \square A_1 + A_2 + \dots + A_n$ = luas area total

R areal = tinggi curah hujan rata-rata

$R = R_1 + R_2 + \dots + R_n$ = curah hujan pada isohyet 0, 1, 2, ..., n

$A_i + A_{i+1} + \dots + A_n$ = luas bagian areal yang dibatasi oleh isohyet isohyet yang bersangkutan.

Ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan areal rata-rata, akan tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat yang memungkinkan untuk membuat isohyet.

2.2 Analisa Frekuensi

Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah berkaitan dengan besaran peristiwa-peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi kejadiannya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Data hidrologi yang dianalisis diasumsikan tidak bergantung (*independent*) dan terdistribusi secara acak dan bersifat stokastik.

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi (Suripin, 2004).

2.2.1. Perhitungan Parameter Dasar Statistitik

Pada analisa statistik dikenal beberapa parameter yang sering digunakan antara lain mean, standar deviasi, koefisien skewnes, dan koefisien kurtois.

2.2.1.1 Nilai Rata-rata

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots (2.4)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X = nilai rata-rata

Xi = nilai pengukuran dari suatu variatif

n = jumlah data

2.2.1.2. Standart Deviasi dan Varian

$$Sd = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.5)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

Sd = Standart Deviasi

N = jumlah data

X = nilai rata-rata
 Xi = nilai varian ke-i

2.2.1.3. Koefisien Kemencengan

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*assymetri*) dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan adalah mengukur seberapa besar suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau menceng. Umumnya ukuran kemencengan dinyatakan dengan besarnya koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) dan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$Cs = \frac{n \sum (Xi - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

Cs = Koefisien Skewness
 σ = standart deviasi
 \bar{X} = Nilai rata-rata
 Xi = Nilai varian ke-i
 n = banyaknya data

2.2.1.4. Koefisien Kurtosis

Koefisien kurtosis digunakan untuk mengukur distribusi variable yang merupakan puncak distribusi. Biasanya hal ini dibandingkan dengan distribusi normal yang mempunyai koefisien kurtosis.

$$Ck = \frac{n^2 \sum (Xi - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots (2.7)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

- C_k = Koefisien Kurtosis
 σ = Standart Deviasi
 x = Nilai rata-rata
 n = banyaknya data

Tabel 2.1 Karakteristik Distribusi Frekuensi

Jenis Distribusi	Syarat Distribusi
Distribusi Gumbel tipe I	$C_s = 1,139$ $C_k \leq 5,402$
Distribusi Pearson Tipe III	Harga C_s dan C_k fleksibel
Distribusi Log-Pearson tipe III	Harga $C_s = 0-0.9$
Distribusi Normal	$C_s = 0$ dan $C_k = 3$
Distribusi Log-Normal	Harga $C_s > 0$ dan $C_k > 0$

(Soewarno, 1995)

2.3 Analisa Frekuensi dan Probabilitas

Frekuensi hujan adalah besaran kemungkinan suatu hujan maksimum dilampaui suatu dalam massa tertentu pula, yang juga disebut sebagai massa ulang. Hujan dengan tinggi tertentu disamai atau dilampaui beberapa kali dalam pengamatan data selama n tahun, ini berarti tinggi hujan tersebut rata-rata mempunyai frekwensi kejadian periode ulang sekali dalam n tahun. Bukan berarti setiap tahun sekali (interval n tahun) akan terjadi tinggi hujan yang sama atau dilampaui, tetapi rata-rata dalam n tahun terjadi 1 kali peristiwa disamai atau dilampaui. Frekwensi hujan ini dapat berupa harga-harga tinggi hujan maksimum atau tinggi hujan minimum.

Rangkaian data hidrologi merupakan variasi kontinyu dapat digambarkan dalam suatu persamaan distribusi peluang. Model matematik distribusi peluang yang umum digunakan adalah:

- Distribusi Normal
- Distribusi Gumbel
- Distribusi Pearson Tipe III
- Distribusi Log-Pearson Tipe III

Didalam memilih satu sebaran atau fungsi tertentu dibutuhkan suatu ketelitian karena untuk satu rangkaian data tidak selalu cocok dengan sifat-sifat sebaran, termasuk sebaran frekwensi atau probabilitas tersebut walaupun nilai parameter statistiknya hampir sama. Kesalahan dalam memilih sebaran dapat mengakibatkan kerugian jika perkiraan mulai desain terlalu besar(*over estimate*) atau terlalu kecil (*under estimate*).

2.3.1. Distribusi Gumbel

Hujan rencana dengan periode ulang tertentu ditentukan dengan menggunakan metode gumbel. Persamaan yang dipakai adalah:

$$R_T = R_r + K \times S_x \dots\dots\dots (2.8)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$K = -\ln\left(\ln \frac{T_r - 1}{S_n}\right) \dots\dots\dots (2.10)$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_r)^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.11)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

R_T = curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun (mm)

R_r = curah hujan rata-rata hasil pengamatan n tahun di lapangan (mm)

K = frekuensi faktor

S_x = standar deviasi dari hasil pengamatan selama n tahun

Y_T = *reduced variate*

Y_n = *reduced standart deviation*

R_i = besarnya curah hujan pada pengamatan ke- i

n = jumlah pengamatan

Tabel 2.2 Reduced Variate sebagai Fungsi Waktu Balik

Periode Ulang Tr(Tahun)	Variate (YT)	Periode Ulang Tr(Tahun)	Reduced variate(YTr)
2	0.3668	100	4.6012
5	1.5004	200	5.2969
10	2.251	250	5.5206
20	2.9709	500	6.2149
25	3.1993	1000	6.9087
50	3.9028	5000	8.5188

(Soewarno, 1995)

2.3.2. Distribusi Log Pearson Type III

Untuk menghitung curah hujan dengan masa ulang tertentu. Dengan menggunakan persamaan di bawah ini maka dapat dihitung besarnya curah hujan rencana sesuai dengan periode ulangnya.

$$\text{Log} X_T = \text{Log} \bar{X} + K.Sd \log X \dots\dots\dots(2.12)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

Log X_T = Hujan dengan masa ulang T $\text{Log} \bar{X}$ = Curah hujan rata-rata

S = Standart Deviasi

K = Faktor distribusi Pearson tipe III

Tabel 2.3 Nilai K Distribusi Log Person Type III

Koefisien Cs	Waktu Balik (Tahun)					
	2	5	10	25	50	100
	Peluang					
	50%	20%	10%	4%	2%	1%
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957
0.8	-0.132	0.775	1.336	1.998	2.453	2.891

0.7	-0.120	0.780	1.33	1.965	2.4	2.891
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.716	2.000	2.252
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.7	0.166	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197

(Soewarno, 1995)

2.4. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana

Pengujian parameter diperlukan untuk menguji kecocokan (*the goodness of fittest test*) distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang sering dipakai adalah :

1. Chi-kuadrat
2. Smirnov-Kolmogorov

Apabila dari pengujian terhadap distribusi frekuensi bisa sesuai parameter uji keduanya maka perumusan persamaan tersebut dapat diterima.

2.4.1. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.13)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

χ^2 = parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = jumlah sub-kelompok

O = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

E = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke- i

Parameter χ^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ^2 sama atau lebih besar dari nilai chi-kuadrat sebenarnya (χ^2) dapat dilihat pada tabel 2.2.

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil).
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub-grup minimal 4 data pengamatan.
- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap-tiap sub grup.
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i

- 5) Tiap-tiap sub-grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- 6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk

menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.

- 7) Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- 1) Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- 2) Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3) Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.2.

Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $Xh^2 < X^2$.
dimana :

X_h^2 = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

X^2 = Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.4 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi)

dk	a (Derajat Kepercayaan)							
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.000	0.000	0.001	0.004	3.481	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.484	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	0.831	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.067	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	22.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.269	28.845	32.000	34.267
17	5.607	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.867	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.977
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.712	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.884	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.481	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Soewarno, 1995)

2.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut ;

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_3 \quad P(X_3)$$

$$X_4 \quad P(X_4)$$

- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.5 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

α (Derajat Kepercayaan)				
n	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
11	0.3	0.35	0.38	0.48
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.27
35	0.18	0.18	0.23	0.27
40	0.17	0.17	0.21	0.25
45	0.16	0.16	0.2	0.24
50	0.15	0.15	0.19	0.23
n>50	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

(Soewarno, 1995)

Tabel 2.6 Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal

n	0.995	0.990	0.975	0.950	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.000	0.000	0.001	0.004	3.481	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.484	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	0.831	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.067	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	22.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.269	28.845	32.000	34.267

Tabel 2.6 Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal (Lanjutan)

17	5.607	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.867	21.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.977
21	8.304	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.712	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.884	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.481	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Soewarno, 1995)

2.5 Curah Hujan efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya huja yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju aliran sungai. Rumus yang digunakan untuk menghitung curah hujan efektif adalah:

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots \dots \dots (2.14)$$

Dimana :

R_{eff} = Curah hujan efektif (mm)

C = Koofisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koofisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada tabel 2.7. pada buku Bendungan Tipe Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2006).

Tabel 2.7 koefisien pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 – 90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 – 0.75
Dataran pertanian	0.45 – 0.75
Dataran sawah irigasi	0.70 – 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 – 0.85
Sungai di dataran rendah	0.75 – 0.85
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 – 0.75

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.6 Perhitungan Hidrograf

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, *spillway*, konsolidasi dam, *flood control* maupun drainase perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana yang disebut banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

2.6.1. Metode Nakayasu

Secara umum metode Nakayasu dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C.A.R_o}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots(2.15)$$

(C.D. Soemarto, 1999)

dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujansampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \rightarrow L < 15km \dots\dots\dots(2.16)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \rightarrow L > 15km \dots\dots\dots(2.17)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2.18)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots(2.19)$$

dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0,47(A \times L)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.20)$$

Persamaan unit hidrograf :

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots(2.21)$$

2. Pada kurva turun ($T_P < t < T_P + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P}{T_{0,3}}\right)} \times Q_P \dots\dots\dots(2.22)$$

3. Pada kurva turun ($T_P + T_{0,3} < t < T_P + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)} \times Q_P \dots\dots\dots(2.23)$$

4. Pada kurva turun ($t > T_P + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)} \dots\dots\dots(2.24)$$

2.7 Metode FJ. Mock

Metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada *catchment* sebagian akan hilang sebagai evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct run off* dan sebagian lagi akan masuk ke dalam tanah (infiltrasi). Aliran dalam sungai adalah jumlah aliran yang langsung dipermukaan tanah (*direct run off*) dan base flow.

Metode Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

Rumus untuk menghitung aliran permukaan terdiri dari:

– Hujan netto $R_{net} = (R - E_{ta})$

dimana :

$$E_{ta} = E_{tp} - E \dots\dots\dots(2.25)$$

$$E = E_{tp} \cdot N_d/30.m \dots\dots\dots(2.26)$$

$$N_d = 27 - 3/2 \cdot N_r \dots\dots\dots(2.27)$$

– Neraca air di atas permukaan (WS) = $R_{net} - SS$

dimana :

$$SS = SM_t + SM_{t-1} \dots \dots \dots / \dots \dots \dots (2.28)$$

$$SM_t = SM_{t-1} + R_{net} \dots \dots \dots (2.29)$$

– Neraca air di bawah permukaan

$$dV_t = V_t - V_{t-1} \dots \dots \dots (2.30)$$

dimana:

$$I = C1 \cdot WS \dots \dots \dots (2.31)$$

$$V_t = \frac{1}{2} (1+k) \cdot I + k \cdot V_{t-1} \dots \dots \dots (2.32)$$

– Aliran permukaan

$$RO = BF + DRO \dots \dots \dots (2.33)$$

Dalam satuan debit

$$- Q = 0,0116 \cdot RO \cdot A/H \dots \dots \dots (2.34)$$

dimana :

$$BF = I - dV_t \dots \dots \dots (2.35)$$

$$DRO = WS - I \dots \dots \dots (2.36)$$

Dimana notasi rumus di atas:

R_{net} = hujan netto, mm

R = hujan, mm

E_{tp} = evapotranspirasi potensial, mm

E_a = evapotranspirasi aktual, mm

N_d = jumlah hari kering (tidak hujan), hari

N_r = jumlah hari hujan, hari

WS = kelebihan air, mm

SS = daya serap tanah atas air, mm

SM = kelembaban tanah, mm

dV = perubahan kandungan air tanah, mm

V = kandungan air tanah, mm

I = laju infiltrasi, mm

- C_i = koefisien resapan (<1)
 k = koefisien resesi aliran air tanah (<1)
 DRO = aliran langsung, mm
 BF = aliran air tanah (mm)
 RO = aliran permukaan, mm
 H = jumlah hari kalender dalam sebulan, hari
 A = luas DPS, km^2
 Q = debit aliran permukaan, m^3/det
 t = waktu tinjau (periode sekarang t dan yang lalu $t-1$)

Perhitungan secara lengkap debit andalan dengan menggunakan metode F.J. MOCK akan ditampilkan pada tabel perhitungan.

- Parameter perhitungan F.J. MOCK :
 - $m = 30 - 50\%$ untuk lahan pertanian yang diolah
 - Kapasitas kelembaban tanah
 SMC (Soil Moisture Contents) = 200 mm
 - Koefisien infiltrasi (i) = 0,3
 - Faktor resesi aliran air tanah (k) = 0.5
 - Penyimpanan awal (initial storage) (IS) = 60 mm
 - m (ditentukan) = 20
- Ketentuan -ketentuan :
 - m = prosentase lahan tak tertutup vegetasi, dari peta tata guna lahan
 - $m = 0\%$ untuk lahan dengan hutan lebat
 - $m = 0\%$ pd akhir musim hujan, dan bertambah 10 % setiap bulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder
 - $m = 10\% - 40\%$ untuk lahan yang tererosi

$m = 30\% - 50\%$ untuk lahan pertanian yang diolah
(misal : sawah, ladang)

Musim kemarau m harus dibesarkan sekitar 10% dari musim hujan

SMC = berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas dari catchment area.

SMC = 50 - 250 mm, kapasitas kandungan air dalam tanah per m^2 , porositas makin besar, SMC makin besar pula

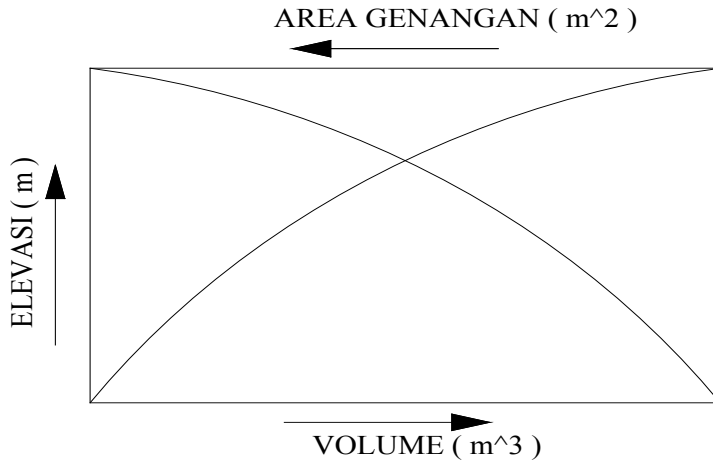
$SMC = 100 + 0.2 * h_j$ rerata tahunan

Koefisien infiltrasi : tergantung kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran. Lahan yang porous infiltrasi besar, lahan yg terjal koefisien Infiltrasi kecil - besar $i < 1$

2.8 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk digunakan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada. Untuk keperluan ini diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing - masing kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan.

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.



Gambar 2.3 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

2.9 Analisa Proyeksi Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan rumus sebagai berikut :

$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots(2.37)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

dimana :

- Pt = jumlah penduduk pada t tahun mendatang
- Po = jumlah penduduk pada awal tahunproyeksi
- r = laju pertumbuhan rata – rata penduduk per tahun
- t = banyak perubahan tahun

2.10 Kebutuhan Air Domestik

Kebutuhan air domestik menggunakan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 2.8 Kebutuhan Air Domestik

Uraian	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x1000 jiwa)				
	>1000	500 - 1000	100 - 500	10 - 100	3 - 100
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem lama (%)	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40
Faktor harian maksimum	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2
Faktor jam puncak	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2
Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir /m ³	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20
(Kebutuhan harian rata-rata)					

(Dirjen Cipta Karya Dep. PU, 1998)

2.11 Evaporasi

Mengingat evaporasi dipengaruhi oleh berbagai faktor, maka sulit untuk menghitung evaporasi dengan suatu rumus. Akan tetapi, kesulitan itu telah mendorong orang-orang untuk mengemukakan banyak rumus.

Rumus empiris Penman :

$$E = 0,35 (e_a - e_d) \left(1 + \frac{v}{100}\right) \dots \dots \dots (2.38)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

dimana :

E = evaporasi (mm/hari).

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).

v = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mil/hari)

2.12 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Besarnya endapan lumpur (sedimen) pada suatu bangunan ditentukan oleh umur bangunan selama difungsikan. Pada bagian ini, tampungan embung tidak dapat digunakan untuk eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga agar material endapan tidak terangkut sewaktu di pintu pengambilan. Penentuan sedimen ditentukan dengan persamaan :

$$P_s = R_s \times \frac{F}{A} \dots \dots \dots (2.39)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

dimana :

P_s = angka sedimentasi tahunan suatu waduk ($m^3/m^3/tahun$)

R_s = V/F (sedimentasi tahun-tahun yang telah lalu)

F = kapasitas waduk (m^3)

V = volume sedimen selama umur bangunan (m^3)

P_s = muatan sedimen per tahun ($m^3/km^2/tahun$)

A = luas DAS (km^2)

Berdasarkan studi pada beberapa waduk yang sudah dibangun di Indonesia harga dari P_s adalah sebagai berikut:

Tabel 2.9 Angka Satuan Sedimen di Daerah Pengaliran

Topografi	Geografi	Daerah pengaliran (km ²)						
		2	5	10	20	30	50	100
Stadium permulaan pembentuka	zone A			100 - 300	300 - 800		800 - 1200	
	zone B			100 - 200	200 - 500		500 - 1000	
	zone C			100 - 150	150 - 400		400 - 800	
Stadium akhir pembentuka	zone A			100 - 200	200 - 500		500 - 1000	
	zone B			100 - 150	150 - 400		400 - 1000	
	zone C			50 - 100	100 - 350		300 - 500	
Stadium pertengahan	zone B	< 50	50 - 100		100 - 350		300 - 500	
	zone C	< 50	50 - 100			100 - 200		
Dataran yang stabil	zone B	< 50	50 - 100			100 - 200		
	zone C	< 50			50 - 100		100 - 200	

(Suyono Sosrodarsono, 1997)

Definisi dari karakteristik topografi dan geografi tabel di atas adalah pada tabel 2. Dan tabel 2.

Tabel 2.10 Karakteristik Topografi

Karakteristik topografi	Peningkatan gejala erosi pada alur sungai	Kemiringan dasar sungai	Perbedaan elevasi dan	Lain-lain
Stadium permulaan pembentukan	Stadium permulaan pembentukan	1/100 – 1/500	>500 m	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Stadium akhir pembentukan	1/500 – 1/700	+/- 400 m	
Stadium pertengahan	Stadium pertengahan	+/- 1/800	+/- 300 m	
Merupakan daerah stabil	Merupakan daerah stabil	+/- 1/1000	+/- 100 m	

(Suyono Sosrodarsono, 1997)

Tabel 2.11 Karakteristik Geologi

Zona	Definisi
Zona A	Daerah pengaliran yang lebih dari 1/3 bagian terdiri dari daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi
Zona B	Daerah pengaliran yang antara 1/3 – 1/5 bagian terdiri dari batuan seperti tersebut diatas
Zona C	Daerah pengaliran yang tidak termasuk dalam kategori kedua zona tersebut

(Suyono Sosrodarsono, 1997)

2.13 Kapasitas Efektif

Selain kapasitas mati, kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Pada perencanaan ini untuk menghitung besarnya tampungan air

embung digunakan persamaan keseimbangan air (*Water Balance*) antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Adapun persamaan *water balance* sebagai berikut :

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O \dots\dots\dots(2.40)$$

dimana :

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat $t + 1$

S_t = volume tampungan air embung pada saat t

I = volume debit *inflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan embung, karena data *inflow* yang digunakan adalah hasil dari simulasi debit musiman dari data yang tersedia yang sudah memperhitungkan curah hujan di embung, maka $R = 0$

L = volume kehilangan air embung (evaporasi, rembesan).

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan pemasokan air.

2.14 Keseimbangan Air (*Water Balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume waduk akibat debit *inflow* dan *outflow*.

$$P = Et + SRO + GWK + \Delta S \dots\dots\dots(2.45)$$

$$I - O = \pm \Delta S$$

dimana :

I = *inflow*

O = *outflow*

ΔS = perubahan *storage*

Et = evaporasi

SRO = *surface run off*

GWK = *ground water flow*

2.15 Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan dengan waduknya adalah untuk pengendalian banjir suatu sungai. Ini dapat terjadi karena air banjir ditampung di dalam waduk yang volumenya relatif besar, sehingga air yang keluar dari sana debitnya sudah mengecil. Makin besar volume waduk akan makin besar pula manfaat pengendalian banjirnya. Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan naik sedikit demi sedikit sampai permukaan air waduk mencapai maksimal. Jadi sebagian dari air banjir mengalir lewat bangunan pelimpah, sedang sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan ruting banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan yang paling menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan aman terhadap risiko banjir. Salah satu cara yang akan diuraikan disini adalah dengan cara tahap demi tahap (*step by step*).

Rumus dasarnya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (2.41)$$

(Soedibyo, 1993)

dimana :

I = *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk (m³/detik),
untuk suatu sungai dapat ditentukan

O = *outflow*, debit air yang keluar dari waduk (m³/detik)
lewat bangunan pelimpah

ds/dt = debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi :

$$\int I . dt - \int O . dt = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.42)$$

$\int I . dt$ dan $\int O . dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $\int . dt$ dapat disamakan dengan harga rata-rata dari 2 *inflow* yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf sungai yang ada. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I . dt = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

Dengan cara yang sama maka $O . dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$

$$\text{Jadi } \frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{O_1 + O_2}{2} . t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.43)$$

dimana :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \text{rata-rata } \textit{inflow} \text{ setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$\frac{O_1 + O_2}{2} = \text{rata-rata } \textit{outflow} \text{ setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$t = \text{jangka waktu (periode) dalam detik}$$

$$S_2 - S_1 = \text{tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)}$$

Besaran-besaran yang sudah diketahui (I_1 , I_2 , t dan S_1) diletakkan di sebelah kiri, sedang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan disebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{1}{2} . O_1 . t - \frac{1}{2} . O_2 . t = S_2 - S_1$$

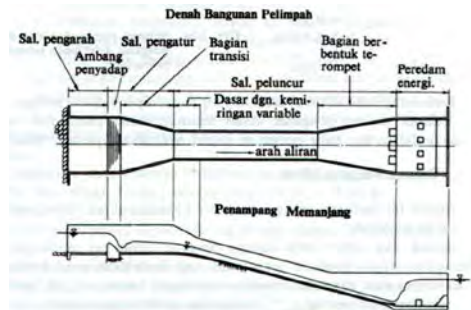
$$\frac{I_1+I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \dots\dots\dots(2.44)$$

Mula-mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 , dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahap berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu diadakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besarnya.

2.16 Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Pada hakekatnya untuk bendungan urugan, terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai, diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam, hingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Selanjutnya akan dibahas hanya tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan, yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Berikut ini adalah salah satu skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu :

1. Saluran pengarah utama
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.4 Skema Tipe Bangunan Pelimpah

- **Saluran Pengarah Dan Pengatur Aliran (Control Structure).**

Ambang yang digunakan adalah berbentuk bendung pelimpah (*overflow weir*). Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Karena kecepatan air yang terjadi biasanya besar maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD adalah :

$$Q = c.(L - KHN).H^{3/2} \dots\dots\dots(2.46)$$

(Soedibyo, 1993)

dimana :

Q = debit air (m³/detik).

L = panjang bendung (m).

K = koefisien kontraksi.

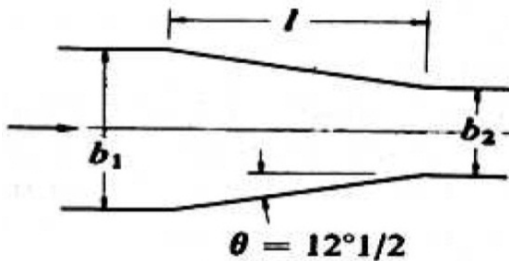
H = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

c = koefisien limpahan.

- **Saluran Transisi**

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ} 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.5 Saluran Transisi

• Saluran Peluncur

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur dan di bawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang didasarkan pada teori Bernoulli, sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots \dots (2.47)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

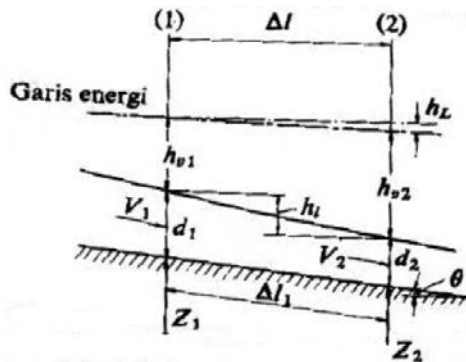
dimana :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

d = kedalaman air pada bidang tersebut

h_v = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

h_L = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.6 Skema Saluran Peluncur

- **Peredam Energi (Kolam Olakan)**

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau setidaknya untuk mengurangi energi dalam aliran air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah yaitu di ujung hilir saluran peluncur (Soedibyo,2003).

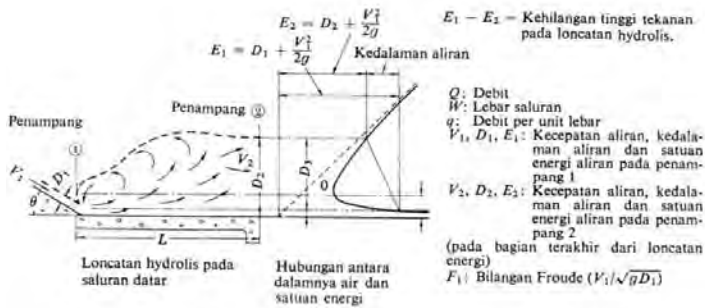
Secara umum kolam olakan masih dapat dibedakan dalam 3 tipe utama, yaitu :

- Kolam olakan datar
- Kolam olakan miring ke hilir
- Kolam olakan miring ke udik

Akan tetapi yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Selanjutnya kolam olakan datar inipun masih mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian berikut :

1. Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olaknya pun akan berdimensi kecil.

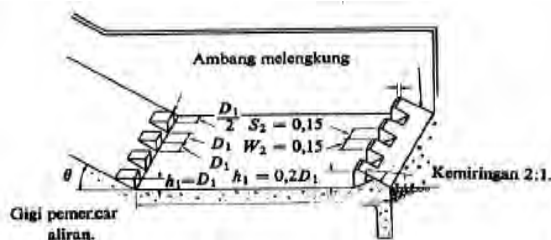


(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.7. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I

2. Kolam olakan datar Tipe II

Kolam olakan tipe ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$ dan bilangan Froude $> 4,5$).

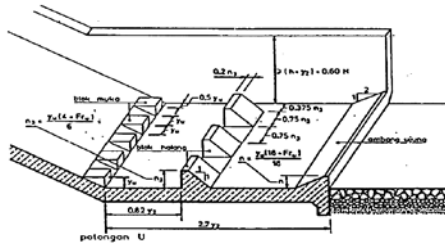


(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.8. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II

3. Kolam olakan datar Tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan tipe III ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hydrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5$ m³/dtk/m, $V < 18,0$ m/dtk, dan bilangan Froude $> 4,5$).

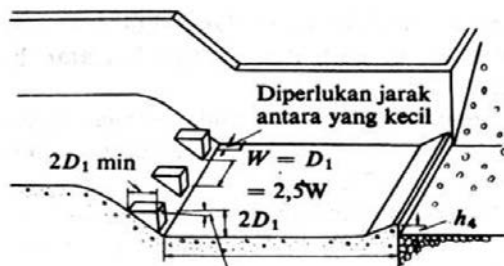


(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III

4. Kolam olakan datar Tipe IV

Sistim kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistim kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaanya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hydrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.10. Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV

Selanjutnya bilangan *Froude* dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot DI}} \dots\dots\dots (2.48)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

dimana:

Fr = bilangan *Froude*

V_1 = kecepatan aliran pada penampang 1 (m/dtk)

DI = kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk²)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2.49)$$

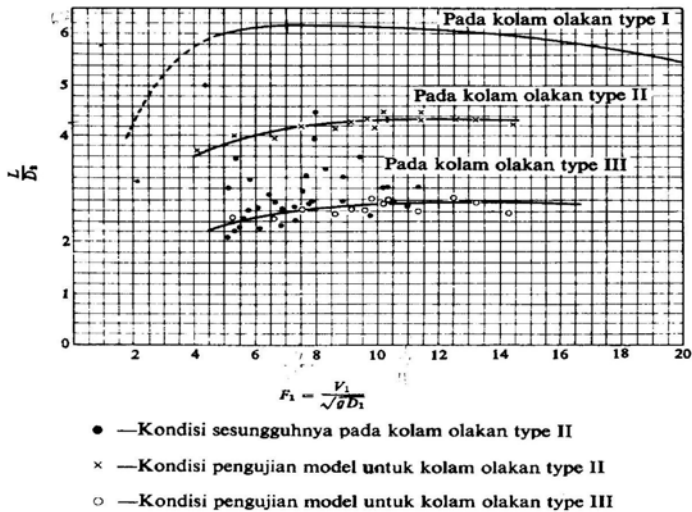
(Suyono Sosrodarsono, 2002)

dimana :

DI dan D_2 = kedalaman air (m)

Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan *Froude* dengan $\frac{L}{D_2}$ (dimana L disini ialah panjang kolam olakan yang dicari)

sebagai berikut :



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.11 Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude

Dengan Nilai $\frac{L}{D_2}$

2.17 Pemilihan Mercu *Spillway* Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{nd} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots\dots\dots (2.50)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986*)

dimana :

X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter

Harga-harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang. Tabel 2.6 menyajikan harga – harga K dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 2.12 Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
1:1	1.873	1.776

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir (lihat Gambar 2.9). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b H_1^{1.5} \dots\dots\dots (2.51)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

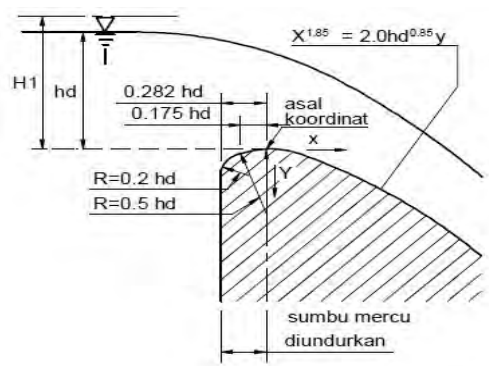
Q = debit (m³/dt)

C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

G = percepatan gravitasi, m/dt² ($\cong 9,8$)

b = lebar mercu (m)

H_1 = tinggi enegi di atas ambang (m)



(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

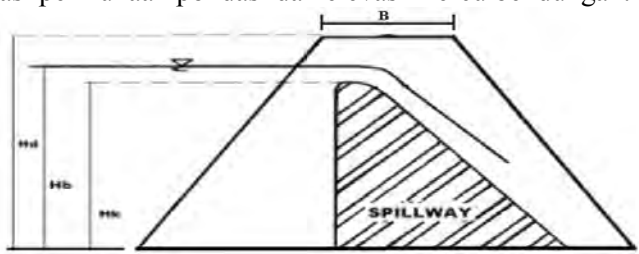
Gambar 2.12. Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee
(U.S.Army Corps of Engineers, Waterways Experimental Stasion)

2.18 Analisa Tubuh Bendungan

Analisa tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan formasi garis depresi, dan analisa stabilitas tubuh bendungan urugan.

2.18.1 Perencanaan Tinggi Bendungan

Yang dimaksud dengan tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan.



Gambar 2.13 Penampang Tinggi bendungan

$$H_d = H_b + H_f \dots\dots\dots (2.52)$$

dimana :

H_d = Tinggi tubuh bendungan rencana (m)

H_k = Tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m)

H_b = Tinggi tampungan banjir (m)

H_f = Tinggi jagaan (m)

2.18.2 Perencanaan Tinggi Bebas (*Free Board*) Bendungan

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLDS) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.13 Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

(*Soedibyo, 1993*)

2.18.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan (Gambar 2.13) dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaanya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang-kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots(2.53)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

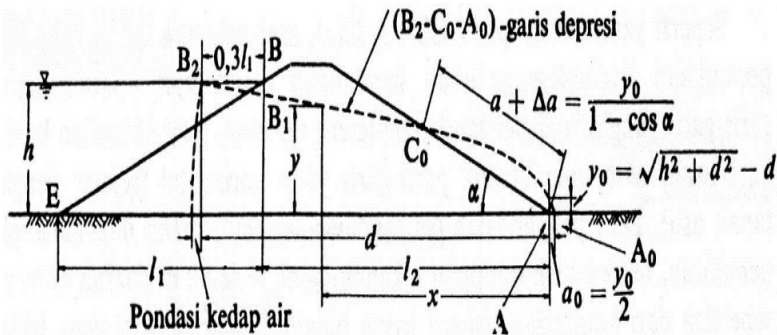
dimana :

b = lebar mercu bendungan (meter)

H = tinggi bendungan (meter)

2.18.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat embung terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “Metode *Casagrande*“, dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.14) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut :



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.14 Garis Depresi

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \dots\dots\dots(2.54)$$

atau

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2} \dots\dots\dots(2.55)$$

dan

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots(2.56)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

dimana :

h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

L_1 = jarak horisontal antara B dan E

L_2 = jarak horisontal antara B dan A

2.19 Analisa Stabilitas Pelimpah/ *Spillway*

2.19.1 Stabilitas Terhadap Rembesan

$$Cl < \frac{\Sigma Lv + \frac{1}{3} \Sigma Lh}{\Delta H} \dots\dots\dots(2.57)$$

dimana :

Cl = angka rembesan Lane

ΣLv = jumlah panjang vertikal (m)

ΣLh = jumlah panjang horisontal (m)

ΔH = beda tinggi muka air (m)

Tabel 2.14 Angka Rembesan Lane

Material	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

2.19.2. Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots (2.58)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_H \dots\dots\dots (2.59)$$

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m²)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X
(meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

2.19.3. Stabilitas Terhadap Guling

$$\frac{\Sigma MP}{\Sigma MG} \geq SF \dots\dots\dots(2.60)$$

dimana :

ΣMP = momen tahanan (ton.m)

ΣMG = momen guling (ton.m)

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

2.19.4 Stabilitas Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot A}{\Sigma H} \geq SF \dots\dots\dots(2.61)$$

dimana :

f = koefisien gesekan (0,75)

τ = tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi (0,5)

A = luas permukaan pondasi

ΣV = gaya vertikal total

2.19.5. Kontrol Ketebalan lantai

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots(2.62)$$

dimana :

Px = gaya angkat pada titik x (kg/m²)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = 2400 kg/m² (berat jenis beton)

dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan (diambil 1,25)

2.19.6 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\delta_{maks} = \frac{\Sigma v}{B.L} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq \delta t \dots \dots \dots (2.63)$$

$$\delta_{min} = \frac{\Sigma v}{B.L} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0 \dots \dots \dots (2.64)$$

dimana :

δ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

δ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

ΣV = gaya vertikal total

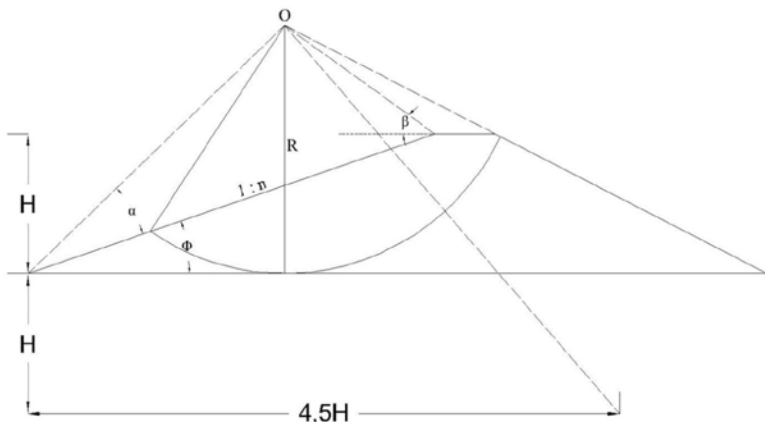
B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

δt = tegangan tanah yang diizinkan

2.20 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan



Gambar 2.15 Bidang Longsor Bendungan Urugan

Tabel 2.15 Tabel Nilai Sudut β , Φ , Dan A

n	Φ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

(Braja M. Das, 1993)

Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\sum\{C.l + (N - U - N_e)\tan\theta\}}{\sum(T + T_e)} \dots\dots\dots(2.65)$$

dimana :

F_s = angka keamanan

N = beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

U = tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur

N_e = komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

θ = sudut gesekan dalam

C = angka kohesi

E = intensitas seismic horizontal

BAB III METODOLOGI

Pada bab metodologi akan membahas tentang tata urutan pemecahan permasalahan yang dibahas. Metode perencanaan disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi dengan tujuan studi yang telah ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggungjawabkan secara ilmiah.

3.1 Studi Literatur

Studi literatur adalah kegiatan mempelajari berbagai literatur (sumber-sumber) yang berkaitan dengan permasalahan yang akan dibahas. Literatur yang dipakai antara lain berasal dari diktat perkuliahan, buku, jurnal, artikel ilmiah dan lainnya. Materi yang akan dipakai untuk tugas akhir ini harus memiliki topik mengenai hal-hal di bawah ini:

- Hidrologi aplikasi metode statistik untuk analisis data.
- Teknik bendungan.
- Hidrologi untuk pengairan.
- Hidrologi teknik.
- Bendungan type urugan
- Perencanaan bangunan pendukung bendungan

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari berbagai sumber baik instansi maupun perorangan. Data yang dibutuhkan selama proses perencanaan berupa:

3.2.1 Data Hidrologi

Data hidrologi terdiri dari :

- Data curah hujan stasiun di sekitar proyek

3.2.2 Data klimatologi

Data klimatologi terdiri dari :

- Data kecepatan angin
- Data kelembaban
- Data suhu / temperature
- Durasi penyinaran

3.2.2 Data Topografi

Data topografi terdiri dari :

- Peta topografi
- Peta lokasi kawasan
- *Long section* dan *cross section* lokasi embung

3.2.4 Data Jumlah Penduduk

Data penduduk terdiri dari :

- Data jumlah penduduk Desa Kelbung.

3.2.5 Data Tanah

Data tanah terdiri dari :

- Data sondir
- Data formasi geologi

3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan embung, yang meliputi:

3.3.1. Analisis Hidrologi

1. Perhitungan curah hujan rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari masing-masing stasiun hujan yang terletak di sekitar lokasi proyek.

2. Perhitungan curah hujan rencana

Dari hasil perhitungan curah hujan rata-rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi apa yang bisa dilakukan, misalnya *Log Pearson Tipe III*.

3. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih. Kemudian setelah itu dilakukan uji kesesuaian untuk mengetahui kesesuaian terhadap jenis persebaran yang dipilih. Uji kesesuaian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu :

- Uji *Smirnov Kolmogorov*, pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
- Uji Chi kuadrat, pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.

4. Perhitungan debit banjir rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat keamanan, tingkat bahaya banjir dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf *Nakayasu*.

5. Penelusuran banjir

Perhitungan *reservoir routing* (penelusuran banjir di waduk) untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah.

6. Perhitungan Sedimen (kapasitas mati / *dead storage*)

Perhitungannya dilakukan dengan menghitung besarnya sedimen selama umur bangunan difungsikan.

7. Keseimbangan air (*water balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume embung akibat debit *inflow* dan *outflow*. Selanjutnya, dari hasil-hasil perhitungan *inflow* yang diperoleh dari debit banjir andalan dikurangi dengan evaporasi dan *outflow* yang berupa kebutuhan air penduduk, maka hasilnya menjadi volume waduk. Volume-volume *inflow* yang dikurangi *outflow* dari tiap periode 10 harian selama satu tahun dijumlahkan secara komulatif dan selanjutnya bisa dibuat kurva massa, sehingga dapat diketahui kapasitas efektif. Hasil dari kapasitas efektif kemudian diplotkan ke dalam grafik lengkung kapasitas dan dapat diketahui pada elevasi berapa mercu bendung atau *spillway* harus diletakkan.

3.3.2. Analisis Kapasitas Tampungan

Untuk mengetahui volume tampungan embung harus memperhitungkan debit kebutuhan (*outflow*) dan debit andalan (*inflow*). Tujuannya untuk mengetahui volume kapasitas maksimum yang bisa ditampung oleh embung dan juga untuk mengetahui elevasi mercu bendung dari kapasitas tampungan efektif embung.

1. Debit kebutuhan (*Outflow*)

- Analisis kebutuhan air baku penduduk

Analisis kebutuhan air adalah untuk menetapkan kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk beserta fasilitas-fasilitas sosial ekonomi, termasuk menentukan kebutuhan air baku untuk masa mendatang yang didapat dari data jumlah penduduk untuk proyeksi penduduk dengan jangka waktu 25 tahun yang akan datang.

- Evaporasi

Evaporasi dimaksudkan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena sinar matahari yang akan mengurangi volume air yang terdapat di dalam embung. Penguapan atau evaporasi

yang dipicu oleh temperatur dari sinar matahari dan angin dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penmann.

2. Debit andalan (*Inflow*)

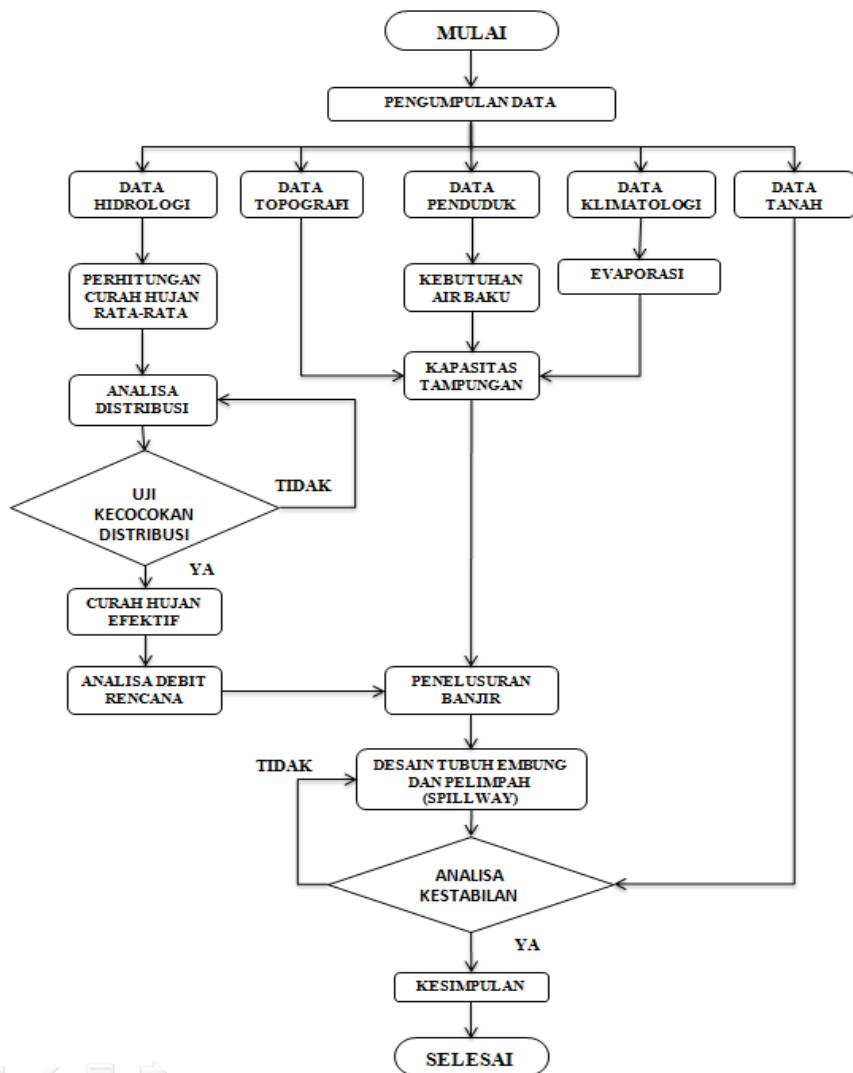
Perhitungan debit andalan idealnya dihitung berdasarkan data debit, namun kalau tidak ada data debit, maka debit andalan dapat dilakukan dengan analisis data hujan. Dari data hujan yang ada kemudian dihitung besarnya hujan efektif. Setelah itu hujan efektif dikalikan dengan luas daerah pengaliran tampungan sehingga didapat volume tampungan per hari. Dari hasil perhitungan volume tampungan per hari tersebut dapat digambarkan kurva massa tampungan sehingga dapat diketahui besarnya debit andalan (*inflow*).

3.3.3 Analisis Hidrolika

1. Setelah diketahui elevasi mercu bendung / *spillway*, maka tentukan jenis mercu yang digunakan. Sedangkan untuk menghitung kedalaman air pada tiap-tiap bagian *spillway*, dihitung dengan *trial error* (coba-coba) dengan asas Bernoulli yang meliputi saluran transisi, saluran peluncur lurus, dan saluran peluncur terompet. Dari kecepatan di saluran peluncur terompet, maka bisa dihitung bilangan Froude (*Froude number*) untuk menentukan tipe peredam energy (kolam olak) yang digunakan.
2. Dimensi tubuh bendungan yang meliputi : tinggi bendungan, kemiringan lereng urugan, tinggi jagaan dan bentang bendungan. Perhitungan tubuh bendungan, diawali dengan menghitung lebar mercu bendungan dan diteruskan dengan perhitungan kemiringan lereng hulu dan hilir bendungan. Selanjutnya dihitung aliran rembesan (filtrasi) yang terjadi di dalam bendungan yang dipengaruhi oleh adanya drainase tumit.

3.3.4 Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan dan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

1. Kestabilan tubuh bendungan terhadap longsor dengan metode Fellinnius yang meliputi : kestabilan lereng bendungan pada saat bendungan kosong, bendungan pada saat banjir (muka air maksimum), dan pada saat elevasi muka air turun sama dengan elevasi sedimen (*dead storage*).
2. Pelimpah (*spillway*) yang meliputi stabilitas guling, stabilitas geser, stabilitas gaya tekan keatas, stabilitas terhadap daya dukung tanah, kontrol rembesan dan kontrol ketebalan lantai.



Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

ANALISIS HIDROLOGI

Curah hujan harian maksimum pos hujan dupok dapat dilihat pada **Tabel 4.1** di bawah ini:

Tabel 4.1 Tabel Curah Hujan Maksimum Pos Hujan Dupok.

Tahun	R max
2004	72
2005	68
2006	47
2007	65
2008	65
2009	50
2010	150
2011	65
2012	68
2013	65
2014	104

(Sumber: Perhitungan)

4.2 Perhitungan Distribusi Frekuensi

Perhitungan distribusi frekuensi curah hujan digunakan untuk mendapatkan curah hujan pada periode ulang rencana, kesesuaian curah hujan terhadap persebaran data, dan curah hujan andalan.

Langkah pertama yang dilakukan untuk mendapatkan curah hujan yang diinginkan adalah menguji persebaran data dengan metode statistik. Untuk pemilihan metode statistic yang akan digunakan harus diketahui terlebih dahulu beberapa parameter statistik. Parameter statistik yang harus diketahui terlebih dahulu adalah C_k (Koefisien kurtosis) dan C_s (Koefisien kemiringan). Parameter statistik ini berfungsi untuk menyesuaikan data yang tersedia terhadap sifat khas dari masing-masing distribusi.

Sifat-sifat khas dari distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $C_s > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $C_s = 1.139$ dan $C_k = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga C_s dan C_k yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga $0 < C_s < 9$

Dari hasil uji parameter statistik dan sifat-sifat khas dari distribusi teoritis maka distribusi yang paling sesuai untuk digunakan adalah *Distribusi Log Normal, Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Log Pearson Tipe III*. Setelah diketahui jenis distribusi statistik yang sesuai untuk digunakan maka langkah selanjutnya adalah melakukan uji kecocokan distribusi. Uji kecocokan ini berfungsi untuk mengecek apakah jenis distribusi yang dipakai dapat diterima dan dipakai untuk perhitungan selanjutnya.

4.3 Uji Distribusi

4.3.1 Log Normal

Distribusi log normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variant x menjadi nilai logaritmik variant x . Langkah pertama yang dilakukan untuk melakukan analisis distribusi log normal adalah menentukan parameter statistik. Hasil perhitungan parameter statistik distribusi Log Normal dapat dilihat pada **Tabel 4.2** pada sub bab **4.3.1.1** berikut ini.

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Normal

Parameter statistik yang dihitung pada Distribusi Log Normal antara lain seperti terlihat pada **Tabel 4.3** di bawah ini:

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Ditribusi Log Normal

Tahun	X_i	\underline{X}	$(X_i - \underline{X})$	$(X_i - \underline{X})^2$	$(X_i - \underline{X})^3$	$(X_i - \underline{X})^4$
2010	2.176	1.85	0.33	0.107036499	0.035018525	0.011456812
2014	2.017	1.85	0.17	0.028259765	0.004750648	0.000798614
2004	1.857	1.85	0.01	0.000070654	0.000000594	0.000000005
2005	1.833	1.85	-0.02	0.000269551	-0.000004425	0.000000073
2012	1.833	1.85	-0.02	0.000269551	-0.000004425	0.000000073
2007	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2008	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2011	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2013	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2009	1.699	1.85	-0.15	0.022487079	-0.003372093	0.000505669
2006	1.672	1.85	-0.18	0.031268520	-0.005529183	0.000977720
Total				0.194849529	0.030672804	0.013745695
$\log \underline{X} = 1.85$ $S \log x = 0.14$ $n = 11$ $C_s = 1.38$ $C_k = 6.08$ $C_v = 0.08$						

(Sumber: Perhitungan)

4.3.1.2 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang dapat menggambarkan / mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam sub bab ini adalah :

- *Smirnov-Kolmogorof*
- *Chi-kuadrat (Chi-Square)*

A. Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof sering disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*) karena pegujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prinsip pengujian ini adalah simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{maks}) tidak boleh melebihi syarat maksimum simpangan yaitu sebesar D_0 . Nilai dari D_0 ini dapat dilihat pada **Tabel 2.4** dimana nilainya adalah sebagai berikut:

- $n = 10$
- $\alpha = 5\%$
- $D_0 = 0.38$

Tabel 4.3 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof

Tahun	Log X	log X	m	$P(X) = \frac{m}{n(n-1)}$	$P(x<)$	$f(t) = (X_i - X/S)$	$P'(X)$	$P'(X<)$	D
2010	2.176	1.85	1	0.077	0.923	2.344	0.009	0.991	0.068
2014	2.017	1.85	2	0.154	0.846	1.204	0.095	0.905	0.059
2004	1.857	1.85	3	0.231	0.769	0.060	0.478	0.522	-0.247
2005	1.833	1.85	4	0.308	0.692	-0.118	0.546	0.454	-0.238
2012	1.833	1.85	5	0.385	0.615	-0.118	0.546	0.454	-0.161
2007	1.813	1.85	6	0.462	0.538	-0.258	0.598	0.402	-0.136
2008	1.813	1.85	7	0.538	0.462	-0.258	0.598	0.402	-0.060
2011	1.813	1.85	8	0.615	0.385	-0.258	0.598	0.402	0.017
2013	1.813	1.85	9	0.692	0.308	-0.258	0.598	0.402	0.094
2009	1.699	1.85	10	0.769	0.231	-1.074	0.857	0.143	-0.088
2006	1.672	1.85	11	0.846	0.154	-1.267	0.899	0.101	-0.053

(Sumber: Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan parameter Uji Smirnov-Kolmogorof pada tabel 4.4. di atas didapatkan nilai $D_{max} = -0.238$. Karena nilai $D_{maks} < D_0 (0.38)$ maka distribusi yang digunakan bisa diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

B. Uji Chi-kuadrat

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menguji apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi

teoritis. Parameter X^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai X^2 sama atau lebih besar dari pada chi-kuadrat yang sebenarnya. Adapun prosedur pengujian chi-kuadrat adalah sebagai berikut:

- a. Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil, jumlah data(n) hujan yang ada sebanyak 15 buah.
- b. Mengelompokkan data tadi menjadi G subgrup. Banyaknya kelas ditentukan dengan persamaan 2.12 Bab II.

$$\begin{aligned}(G) &= 1 + 1.33 \log(n) \\ &= 1 + 1.33 \log 15 \\ &= 4.92 \approx 5 \text{ sub kelas}\end{aligned}$$

- c. Menentukan derajat kebebasan
 $dk = G - 1$

$$= 5 - 2 - 1 = 2$$

(nilai $R=2$ digunakan untuk distribusi log normal) dengan derajat kepercayaan $(\alpha)=5\%$ dan $dk=2$ diperoleh nilai $\lambda_{kr}=5.991$

- d. Berdasarkan hasil perhitungan jumlah kelas distribusi yang dipakai adalah 5 kelas dengan besar peluang untuk tiap-tiap sub kelas adalah $1/5 = 0.2$.
 - Sub Kelas I dengan $P \leq 0.2$
 - Sub Kelas II dengan $0.2 < P < 0.4$
 - Sub Kelas III dengan $0.4 < P < 0.6$
 - Sub Kelas IV dengan $0.6 < P < 0.8$
 - Sub Kelas V dengan $P \geq 0.8$

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode Log Normal adalah:

$$\text{Log } X_i = \text{Log } \bar{X} + K \text{ Sd } \text{Log } X$$

Dari perhitungan sebelumnya pada tabel 4.4 diperoleh nilai $\text{Log } \bar{X} = 1.85$ dan $\text{Sd } \log X = 0.14$. Sedangkan harga k dapat dilihat pada tabel variabel reduksi Gauss seperti pada tabel 2.1. Sehingga berdasarkan persamaan dasar dan nilai k dapat disusun

batas interval pada uji Chi-kuadrat seperti berikut:

Untuk $P = 0.2$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (0.84 \times 0.14) = 1.966$$

Untuk $P = 0.4$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (0.25 \times 0.14) = 1.884$$

Untuk $P = 0.6$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (-0.25 \times 0.14) = 1.818$$

Untuk $P = 0.8$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (-0.84 \times 0.14) = 1.732$$

Selanjutnya dilakukan pembagian sub Kelas :

- Sub Kelas 1 : $X < 1.732$ mm
- Sub Kelas 2 : $1.732 \text{ mm} < X < 1.818$ mm
- Sub Kelas 3 : $1.818 \text{ mm} < X < 1.884$ mm
- Sub Kelas 4 : $1.884 \text{ mm} < X < 1.996$ mm
- Sub Kelas 5 : $X > 1.996$ mm

Dari perhitungan sub kelas diatas kemudian dilakukan perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi Log Normal sesuai dengan persamaan 2.14 pada Bab II.

Tabel 4.4 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi

No	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		(OF- EF) ²	(OF- EF) ² /EF
	Bawah		Atas	OF	EF		
1	X	<	1.732	2	2.2	0.04	0.018
2	1.732	< X <	1.814	4	2.2	3.24	1.473
3	1.814	< X <	1.884	3	2.2	0.64	0.291
4	1.884	< X <	1.966	0	2.2	4.84	2.200
5	1.966	<	X	2	2.2	0.04	0.018
Jumlah				11	11		4.000

(Sumber: Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat disimpulkan bahwa nilai $\chi_{kr} = 5.991$

dan $\chi^2=4$ Karena $\chi^2 < \chi_{kr}$ maka persamaan Log Normal yang diperoleh memenuhi

4.3.2 Pearson Tipe III

Distribusi Pearson Tipe III sering disebut Distribusi Gamma. Hasil perhitungan parameter statistik distribusi Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.5** pada sub bab 4.3.2.1.

4.3.2.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson Tipe III

Parameter statistik yang dihitung pada Distribusi Pearson Tipe III antara lain seperti terlihat pada **Tabel 4.5** di bawah ini:

Tabel 4.5 Perhitungan Parameter Ditribusi Pearson Tipe III

Tahun	Xi	\underline{X}	$(Xi-\underline{X})$	$(Xi-\underline{X})^2$	$(Xi-\underline{X})^3$	$(Xi-\underline{X})^4$
2006	47	74.45	-27.45	753.75	-20693.92	568142.18
2009	50	74.45	-24.45	598.02	-14624.42	357633.65
2013	65	74.45	-9.45	89.39	-845.13	7990.29
2011	65	74.45	-9.45	89.39	-845.13	7990.29
2008	65	74.45	-9.45	89.39	-845.13	7990.29
2008	65	74.45	-9.45	89.39	-845.13	7990.29
2012	68	74.45	-6.45	41.66	-268.90	1735.65
2005	68	74.45	-6.45	41.66	-268.90	1735.65
2004	72	74.45	-2.45	6.02	-14.79	36.30
2014	104	74.45	29.55	872.93	25791.23	762013.57
2010	150	74.45	75.55	5707.12	431146.65	32571169.64
Total				8378.73	417686.43	34294427.81
\underline{X}	=	74.45				
S	=	28.95				
n	=	11				
Cs	=	2.10				
Ck	=	8.21				
Cv	=	0.39				

(Sumber: Perhitungan)

4.3.2.2 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam sub bab ini adalah :

- *Smirnov-Kolmogorof*
- Chi-kuadrat (*Chi-Square*)

A. Uji Kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof adalah pengujian simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{maks}) dengan syarat tidak boleh melebihi syarat maksimum simpangan yaitu sebesar D_0 . Nilai dari D_0 ini dapat dilihat pada **Tabel 2.4** dimana nilainya adalah sebagai berikut:

- $n = 10$
- $\alpha = 5 \%$
- $D_0 = 0.38$

Tabel 4.6 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof

Tahun	X_i	\bar{X}	m	$P(X) = \frac{m}{(n-1)}$	$P(x<)$	$f(t) = (X_i - \bar{X}/S)$	$P'(X)$	$P'(X<)$	D
2010	150	74.45	1	0.077	0.923	2.610	0.006	0.994	0.071
2014	104	74.45	2	0.154	0.846	1.021	0.144	0.856	0.010
2004	72	74.45	3	0.231	0.769	-0.085	0.533	0.467	-0.302
2005	68	74.45	4	0.308	0.692	-0.223	0.585	0.415	-0.277
2012	68	74.45	5	0.385	0.615	-0.223	0.585	0.415	-0.200
2007	65	74.45	6	0.462	0.538	-0.327	0.623	0.377	-0.162
2008	65	74.45	7	0.538	0.462	-0.327	0.623	0.377	-0.085
2011	65	74.45	8	0.615	0.385	-0.327	0.623	0.377	-0.008
2013	65	74.45	9	0.692	0.308	-0.327	0.623	0.377	0.069
2009	50	74.45	10	0.769	0.231	-0.845	0.796	0.204	-0.027
2006	47	74.45	11	0.846	0.154	-0.948	0.825	0.175	0.021

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan parameter Uji Smirnov-Kolmogorof pada tabel 4.7. di atas didapatkan nilai $D_{max} = -$

0.302. Karena nilai $D_{maks} < D_o$ (**0.38**) maka distribusi yang digunakan bisa diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

B. Uji Chi-kuadrat

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menguji apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Adapun prosedur pengujian chi-kuadrat adalah sebagai berikut:

Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil, jumlah data(n) hujan yang ada sebanyak 10 buah.

- a. Mengelompokan data tadi menjadi G subgrup. Banyaknya kelas ditentukan dengan persamaan 2.12 Bab II.
- a. $= 1 + 1.33 \log(n)$
 $= 1 + 1.33 \log 10$
 $= 4.92 \approx 5$ sub kelas \
- b. Menentukan derajat kebebasan
 $dk = G - 1$
 $= 5 - 2 - 1 = 2$
- c. (nilai $R=2$ digunakan untuk distribusi log normal) dengan derajat kepercayaan $(\alpha)=5\%$ dan $dk=2$ diperoleh nilai $\lambda_{kr}=5.991$
- d. Berdasarkan hasil perhitungan jumlah kelas distribusi yang dipakai adalah 5 kelas dengan besar peluang untuk tiap-tiap sub kelas adalah $1/5 = 0.2$.
 - Sub Kelas I dengan $P \leq 0.2$
 - Sub Kelas II dengan $0.2 < P < 0.4$
 - Sub Kelas III dengan $0.4 < P < 0.6$
 - Sub Kelas IV dengan $0.6 < P < 0.8$
 - Sub Kelas V dengan $P \geq 0.8$

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode Pearson Tipe III adalah:

$$Xi = \overline{X} + K Sd$$

Dari perhitungan sebelumnya pada **Tabel 4.5** diperoleh nilai $\bar{X} = 74.45$ dan $Sd = 28.95$. Sedangkan harga k dapat dilihat pada tabel variabel reduksi Gauss seperti pada tabel 2.1.

Sehingga berdasarkan persamaan dasar dan nilai k dapat disusun batas interval antar kelas pada uji Chi-kuadrat seperti berikut:

Untuk $P = 0.2$

$$\text{Log } X = 74.64 + k(28.78) = 74.64 + (0.84 \times 28.78) = 98.81 \text{ mm}$$

- Untuk $P = 0.4$

$$\text{Log } X = 74.64 + k(28.78) = 74.64 + (0.25 \times 28.78) = 81.83 \text{ mm}$$

- Untuk $P = 0.6$

$$\text{Log } X = 74.64 + k(28.78) = 74.64 + (-0.25 \times 28.78) = 67.44 \text{ mm}$$

- Untuk $P = 0.8$

$$\text{Log } X = 74.64 + k(28.78) = 74.64 + (-0.84 \times 28.78) = 50.46 \text{ mm}$$

Selanjutnya dilakukan pembagian Sub Kelas :

- Sub Kelas 1 : $X < 50.46 \text{ mm}$
- Sub Kelas 2 : $50.46 \text{ mm} < X < 67.44 \text{ mm}$
- Sub Kelas 3 : $67.44 \text{ mm} < X < 81.83 \text{ mm}$
- Sub Kelas 4 : $81.83 \text{ mm} < X < 98.81 \text{ mm}$
- Sub Kelas 5 : $X > 98.81 \text{ mm}$

Dari perhitungan sub Kelas diatas kemudian dilakukan perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi Log Normal sesuai dengan persamaan 2.14 pada Bab II.

Tabel 4.7 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi

No	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		(OF- EF) ²	OF-EF ² /E
	Bawah		Atas	OF	EF		
1	X	<	50.46	2	2.2	0.04	0.018
2	50.46	< X <	67.44	4	2.2	3.24	1.473
3	67.44	< X <	81.83	3	2.2	0.64	0.291
4	81.83	< X <	98.81	0	2.2	4.84	2.200
5	98.81	<	X	2	2.2	0.04	0.018
Jumlah				11	11		4.000

(Sumber: Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat disimpulkan bahwa nilai $\chi_{kr} = 5.991$ dan $\chi^2 = 4.000$ Karena $\chi^2 < \chi_{kr}$ maka persamaan Pearson Tipe III yang diperoleh memenuhi.

4.3.3 Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Tipe III, yaitu dengan mengubah nilai variant x menjadi nilai logaritmik variant x . Hasil perhitungan parameter statistik distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada **Tabel 4.8** pada sub bab 4.3.1.1 berikut ini.

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.8 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	X_i	\bar{X}	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
2010	2.176	1.85	0.33	0.107036499	0.035018525	0.011456812
2014	2.017	1.85	0.17	0.028259765	0.004750648	0.000798614
2004	1.857	1.85	0.01	0.000070654	0.000000594	0.000000005
2005	1.833	1.85	-0.02	0.000269551	-0.000004425	0.000000073
2012	1.833	1.85	-0.02	0.000269551	-0.000004425	0.000000073
2007	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2008	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2011	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2013	1.813	1.85	-0.04	0.001296977	-0.000046709	0.000001682
2009	1.699	1.85	-0.15	0.022487079	-0.003372093	0.000505669
2006	1.672	1.85	-0.18	0.031268520	-0.005529183	0.000977720
Total				0.194849529	0.030672804	0.013745695
$\log \bar{X} = 1.85$ $S \log x = 0.14$ $n = 11$ $C_s = 1.38$ $C_k = 6.08$ $C_v = 0.08$						

(Sumber: Perhitungan)

4.3.1.2 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang dapat menggambarkan / mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam sub bab ini adalah :

- *Smirnov-Kolmogorof*
- Chi-kuadrat (*Chi-Square*)

A. Uji Kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof sering disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test.*). Nilai dari D_0 ini dapat dilihat berikut ini:

- $n = 10$
- $\alpha = 5 \%$
- $D_0 = 0.38$

Tabel 4.9 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof

Tahun	Log X	log \underline{X}	m	P(X) =	P(x<)	f(t) = (Xi-	P'(X)	P'(X<)	D
2010	2.176	1.85	1	0.077	0.923	2.344	0.009	0.991	0.068
2014	2.017	1.85	2	0.154	0.846	1.204	0.095	0.905	0.059
2004	1.857	1.85	3	0.231	0.769	0.060	0.478	0.522	-0.247
2005	1.833	1.85	4	0.308	0.692	-0.118	0.546	0.454	-0.238
2012	1.833	1.85	5	0.385	0.615	-0.118	0.546	0.454	-0.161
2007	1.813	1.85	6	0.462	0.538	-0.258	0.598	0.402	-0.136
2008	1.813	1.85	7	0.538	0.462	-0.258	0.598	0.402	-0.060
2011	1.813	1.85	8	0.615	0.385	-0.258	0.598	0.402	0.017
2013	1.813	1.85	9	0.692	0.308	-0.258	0.598	0.402	0.094
2009	1.699	1.85	10	0.769	0.231	-1.074	0.857	0.143	-0.088
2006	1.672	1.85	11	0.846	0.154	-1.267	0.899	0.101	-0.053

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan parameter Uji Smirnov-Kolmogorof pada tabel 4.4. di atas didapatkan nilai $D_{\max} = -0.247$. Karena nilai $D_{\max} < D_0 (0.38)$ maka distribusi yang

digunakan bisa diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

B. Uji Chi-kuadrat

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menguji apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Parameter X^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai X^2 sama atau lebih besar dari pada chi-kuadrat yang sebenarnya. Adapun prosedur pengujian chi-kuadrat adalah sebagai berikut:

- e. Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil, jumlah data(n) hujan yang ada sebanyak 15 buah.
- f. Mengelompokkan data tadi menjadi G subgrup. Banyaknya kelas ditentukan dengan persamaan 2.12 Bab II.

$$\begin{aligned}(G) &= 1 + 1.33 \log(n) \\ &= 1 + 1.33 \log 15 \\ &= 4.92 \approx 5 \text{ sub kelas}\end{aligned}$$

- g. Menentukan derajat kebebasan
 $dk = G - 1$

$$= 5 - 2 - 1 = 2$$

(nilai $R=2$ digunakan untuk distribusi Log Pearson Tipe III) dengan derajat kepercayaan $(\alpha)=5\%$ dan $dk=2$ diperoleh nilai $\lambda_{kr}=5.991$

- h. Berdasarkan hasil perhitungan jumlah kelas distribusi yang kan dipakai adalah 5 kelas dengan besar peluang untuk tiap-tiap sub kelas adalah $1/5 = 0.2$.
 - Sub Kelas I dengan $P \leq 0.2$
 - Sub Kelas II dengan $0.2 < P < 0.4$
 - Sub Kelas III dengan $0.4 < P < 0.6$
 - Sub Kelas IV dengan $0.6 < P < 0.8$
 - Sub Kelas V dengan $P \geq 0.8$

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode Log Pearson Tipe III adalah:

$$\text{Log} X_i = \text{Log } \overline{X} + K \text{ Sd Log } X$$

Dari perhitungan sebelumnya pada **tabel 4.8** diperoleh nilai $\text{Log } \overline{X} = 2.0366$ dan $\text{Sd log } X = 0.1648$. Sedangkan harga k dapat dilihat pada tabel variabel reduksi Gauss seperti pada tabel 2.1.

Sehingga berdasarkan persamaan dasar dan nilai k dapat disusun batas interval antar kelas pada uji Chi-kuadrat seperti berikut:

Untuk $P = 0.2$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (0.84 \times 0.14) = 1.966$$

Untuk $P = 0.4$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (0.25 \times 0.14) = 1.884$$

Untuk $P = 0.6$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (-0.25 \times 0.14) = 1.818$$

Untuk $P = 0.8$

$$\text{Log } X = 1.85 + k(0.14) = 1.85 + (-0.84 \times 0.14) = 1.732$$

Selanjutnya dilakukan pembagian sub Kelas :

- Sub Kelas 1 : $X < 1.73 \text{ mm}$
- Sub Kelas 2 : $1.732 \text{ mm} < X < 1.818 \text{ mm}$
- Sub Kelas 3 : $1.818 \text{ mm} < X < 1.884 \text{ mm}$
- Sub Kelas 4 : $1.884 \text{ mm} < X < 1.996 \text{ mm}$
- Sub Kelas 5 : $X > 1.996 \text{ mm}$

Dari perhitungan sub Kelas diatas kemudian dilakukan perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi Log Pearson Tipe III sesuai dengan persamaan 2.14 pada Bab II.

Tabel 4.10 Perhitungan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		(OF- EF) ²	F-EF ² /E
	Bawah		Atas	OF	EF		
1	X	<	1.732	2	2.2	0.04	0.018
2	1.732	< X <	1.814	4	2.2	3.24	1.473
3	1.814	< X <	1.884	3	2.2	0.64	0.291
4	1.884	< X <	1.966	0	2.2	4.84	2.200
5	1.966	<	X	2	2.2	0.04	0.018
Jumlah				11	11		4.000

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat disimpulkan bahwa nilai $\chi_{kr} = 5.991$ dan $\chi^2 = 4$ Karena $\chi^2 < \chi_{kr}$ maka persamaan Log Pearson Tipe III yang diperoleh memenuhi

4.3.4. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Berdasarkan hasil uji kecocokan smirnov-komogorof dan chi-square didapatkan hasil seperti pada **tabel 4.11** dibawah ini:

Tabel 4.11 Rekapitulasi Hasil Uji Kecocoakan Distribusi Curah Hujan

Uji Distribusi	Smirnov-Kolmogorof		Keterangan	Chi-square		Keterangan
	xh2	x2		Dmax	Do	
Log Normal	-0.247	0.380	Diterima	4.000	5.991	Diterima
Pearson Tipe III	-0.302	0.380	Diterima	4.000	5.991	Diterima
Log Pearson Tipe III	-0.247	0.380	Diterima	4.000	5.991	Diterima

(Sumber: Perhitungan)

Berdasarkan tabel di atas dapat disimpulkan bahwa distribusi curah hujan dari Distribusi Log Normal, Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III dapat dipakai semua.

4.4. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana didapatkan dari perhitungan curah hujan rencana didasarkan pada distribusi

frekuensi curah hujan yang sebelumnya sudah diuji terhadap uji kecocokan. Pada uji kecocokan pada sub bab sebelumnya telah disimpulkan bahwa distribusi frekuensi Log Normal, Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III semua dapat dipakai. Sehingga untuk menentukan hujan rencana maka dipakai distribusi yang menghasilkan curah hujan maksimum yaitu Distribusi Log Pearson Tipe III. Sehingga untuk mendapatkan curah hujan maksimum rumus yang dipakai adalah sebagai berikut;

$$\text{Log} X_i = \text{Log } \bar{X} + K \text{ Sd Log } X$$

Dimana nilai dari

$$\begin{aligned} \text{Log } \bar{X} &= 1.85 \\ \text{Sd Log } X &= 0.14 \end{aligned}$$

Sehingga dengan persamaan di atas maka curah hujan maksimum bisa dicari seperti berikut:

Untuk periode ulang 2 tahunan;

$$\begin{aligned} \text{Log} X_i &= \text{Log } \bar{X} + K \text{ Sd Log } X \\ \text{Log} X_i &= 1.85 + K \cdot 0.14 \\ \text{Log} X_i &= 1.85 + (-0.32) \times 0.14 \\ \text{Log} X_i &= 1.80 \\ X_i &= 63.74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.12 Hasil Curah Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang

Periode Ulang	Log \bar{X}	K	S logx	log X_i	X_i (mm)	Peluang
2	1.85	-0.32	0.14	1.80	63.74	50
5	1.85	0.59	0.14	1.93	85.38	20
10	1.85	1.29	0.14	2.03	106.99	10
25	1.85	2.23	0.14	2.16	144.61	4
50	1.85	2.94	0.14	2.26	181.83	2
100	1.85	3.66	0.14	2.36	228.81	1

(Sumber : Perhitungan)

4.5. Perhitungan Distribusi Hujan

4.5.1 Perhitungan Curah Hujan Effektif

Curah hujan efektif merupakan curah hujan yang langsung menjadi aliran permukaan yang menuju ke sungai. Perhitungan curah hujan efektif dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan 2.15. seperti berikut:

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t$$

Dimana :

R_{eff} = Curah hujan efektif (mm)

C = Koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada tabel 2.7. Berdasarkan kondisi lapangan area DAS dari Embung Kelbung adalah pegunungan tersier sehingga nilai koefisien $C = 0,7$ sampai $0,8$. Pada perencanaan ini nilai C yang dipakai adalah $0,7$. Contoh perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat berikut ini:

Misal R_{eff} untuk periode ulang 2 tahun:

$$R_{\text{eff}}^{2\text{tahunan}} = C \times R_t$$

$$R_{\text{eff}}^{2\text{tahunan}} = 0.7 \times 63.74$$

$$R_{\text{eff}}^{2\text{tahunan}} = 44.62 \text{ mm}$$

Adapun hasil perhitungan untuk curah hujan pada periode ulang 5, 10, 25, 50, dan 100 tahunan dapat dilihat pada tabel 4.13 berikut ini.

Tabel 4.13 Tabel Curah Effektif Periode Ulang

No	Periode Ulang (Tahun)	R_t (mm)	C	R_{eff} (mm)
1	2	63.74	0.7	44.62
2	5	85.38	0.7	59.77
3	10	106.99	0.7	74.89
4	25	144.61	0.7	101.23
5	50	181.83	0.7	127.28
6	100	228.81	0.7	160.16

(Sumber Perhitungan)

4.5.2. Perhitungan Curah Hujan Effektif Jam Ke-t

$$Rt = \frac{R_{24}}{T} (T/t)^{2/3}$$

Dimana :

R_t = Rata-rata hujan pada jam ke-t (mm)

R_{24} = Curah hujan efektif (mm)

T = Lamanya hujan terpusat (jam)

t = Lama hujan (jam)

Perhitungan curah hujan rata-rata sampai jam ke-t menggunakan rumus sebagai berikut:

- Jam ke-1

$$R_{t1} = \frac{R_{24}}{5} \times (5/1)^{2/3} = 0.585 R_{24}$$

- Jam ke-2

$$R_{t2} = \frac{R_{24}}{5} \times (5/2)^{2/3} = 0.368 R_{24}$$

- Jam ke-3

$$R_{t3} = \frac{R_{24}}{5} \times (5/3)^{2/3} = 0.281 R_{24}$$

- Jam ke-4

$$R_{t4} = \frac{R_{24}}{5} \times (5/4)^{2/3} = 0.232 R_{24}$$

- Jam ke-5

$$R_{t5} = \frac{R_{24}}{5} \times (5/5)^{2/3} = 0.200 R_{24}$$

Dari rumus yang didapatkan di atas dapat digunakan untuk menghitung curah hujan hingga jam ke-t dengan rumus sebagai berikut:

$$R_t' = t \times R_t [(t-1) \times R_{(t-1)}]$$

Dimana:

R_t' = Curah hujan jam ke-t
 R_t = Rata-rat hujan sampai jam ke-t
 t = Waktu hujan dari awal sampai ke-t
 $R_{(t-1)}$ = Rata-rata hujan dari awal sampai ke-t

Maka :

$$R_1 = 1 \times (R_1) - 0 = 0.585 R_{24}$$

$$R_2 = 2 \times (R_2) - [(2-1) \times R_{(2-1)}] \\ = 2 \times 0.368 R_{24} - [1 \times 0.585 R_{24}] = 0.152 R_{24}$$

$$R_3 = 3 \times (R_3) - [(3-1) \times R_{(3-1)}] \\ = 3 \times 0.281 R_{24} - [2 \times 0.368 R_{24}] = 0.107 R_{24}$$

$$R_4 = 4 \times R_4 - [(4-1) \times R_{(4-1)}] \\ = 4 \times 0.232 R_{24} - [3 \times 0.281 R_{24}] = 0.085 R_{24}$$

$$R_5 = 5 \times R_5 - [(5-1) \times R_{(5-1)}] \\ = 5 \times 0.200 R_{24} - [4 \times 0.232 R_{24}] = 0.072 R_{24}$$

Berdasarkan rumus di atas maka curah hujan efektif yang terjadi pada jam ke-t dapat diketahui. Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada **tabel 4.14** berikut ini:

Tabel 4.14. Tabel Perhitungan Curah Hujan Effektiv Jam Ke-t

Periode Ulang	R eff	Jam Ke-t				
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.584 R24	0.151R24	0.107R24	0.085R24	0.072R24
2	44.62	26.06	6.74	4.77	3.79	3.21
5	59.77	34.90	9.03	6.40	5.08	4.30
10	74.89	43.74	11.31	8.01	6.37	5.39
25	101.23	59.12	15.29	10.83	8.60	7.29
50	127.28	74.33	19.22	13.62	10.82	9.16
100	160.16	93.54	24.18	17.14	13.61	11.53

(Sumber : Perhitungan)

4.6. Perhitungan Hidrograf

Perhitungan hidrograf pada analisis ini menggunakan Hidrograf Nakayasu. Dimana Hidrograf Nakayasu menggunakan rumus 2.15 sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})}$$

dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujansampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Nilai koefisien dan parameter yang diperlukan untuk membuat Hidrograf Nakayasu adalah sebagai berikut:

C = 0.7

A = 0.159 km^2

R_o = 1mm (Hidrograf Satuan)

L = 0.5 km

t_g = 0.129 jam

t_r = diambil 1 jam

tp = $t_g + 0.8t_r$

= 0.129 + 0.8 x 1

= 0.929 jam

α = $\frac{0.47 (A \times L)^{0.25}}{T_g}$

= $\frac{0.47 (0.159 \times 0.5)^{0.25}}{0.129}$

= 1.931

$T_{0.3}$ = $\alpha \times t_g$

$$\begin{aligned}
 &= 1.931 \times 0.129 \\
 &= 0.249 \text{ jam} \\
 Q_p &= \frac{A \times R_o}{3.6(0.3 \times T_p \times T_{0.3})} \\
 &= \frac{0.159 \times 1}{3.6(0.3 \times 0.929 \times 0.249)} \\
 &= 0.084 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Setelah parameter di atas diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung ordinat unit hidrograf untuk masing-masing waktu selama 24 jam. Perhitungan ordinat unit hidrograf pada perencanaan ini dapat dilihat pada tabel 4.15 - 4.16 berikut ini:

Tabel 4.15 Ordinat Unit Hidrograf Kurva Naik ($0 < t < t_p$ atau $0 < t < 0.929$ jam)

No	t	t_p	$Q = (t/t_p)^{2.4} \times Q_p$
1	0	0.929	0.000
2	0.5	0.929	0.019
3	0.9	0.929	0.077

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.16 Ordinat Unit Hidrograf Kurva Turun ($t_p < t < t_p + t_{0.3}$ atau $0.929 < t < 1.179$ jam)

No	t	T_p	$t_{0.3}$	$Q = 0.3^{[(t-t_p)/t_{0.3}]} \times Q_p$
1	1	0.929	0.250	0.059
2	1.1	0.929	0.250	0.037

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.17 Ordinat Unit Hidrogrf Kurva Turun ($t_p + t_{0.3} < t < t_p + t_{0.3} + 1.5t_{0.3}$ atau $1.179 < t < 1.553$ jam)

No	T	t_p	$t_{0.3}$	$Q = 0.3^{[(t-t_p+0.5t_{0.3})/1.5t_{0.3}]} \times Q_p$
1	1.2	0.929	0.250	0.023
2	1.5	0.929	0.250	0.009

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.18 Ordinat Unit Hidrogrf Kurva Turun ($t > t_p + t_{0.3} + 1.5t_{0.3}$ atau $t > 1.553$ jam)

No	t	tp	$t_{0.3}$	$Q = 0.3^{[(t-tp+0.5t_{0.3})/(1.5t_{0.3})]}$
1	2	0.929	0.250	0.023
2	3	0.929	0.250	0.009
3	4	0.929	0.250	0.002
4	5	0.929	0.250	0.000
5	6	0.929	0.250	0.000
6	7	0.929	0.250	0.000
7	8	0.929	0.250	0.000
8	9	0.929	0.250	0.000
9	10	0.929	0.250	0.000
10	11	0.929	0.250	0.000
11	12	0.929	0.250	0.000
12	13	0.929	0.250	0.000
13	14	0.929	0.250	0.000
14	15	0.929	0.250	0.000
15	16	0.929	0.250	0.000
16	17	0.929	0.250	0.000
17	18	0.929	0.250	0.000
18	19	0.929	0.250	0.000
19	20	0.929	0.250	0.000
20	21	0.929	0.250	0.000
21	22	0.929	0.250	0.000
22	23	0.929	0.250	0.000
23	24	0.929	0.250	0.000

(Sumber : Perhitungan)

Sehingga dari tabel 4.14 – 4.17 dapat dibuat grafik Unit Hidrograf Nakayasu seperti pada gambar 4.2 berikut ini:

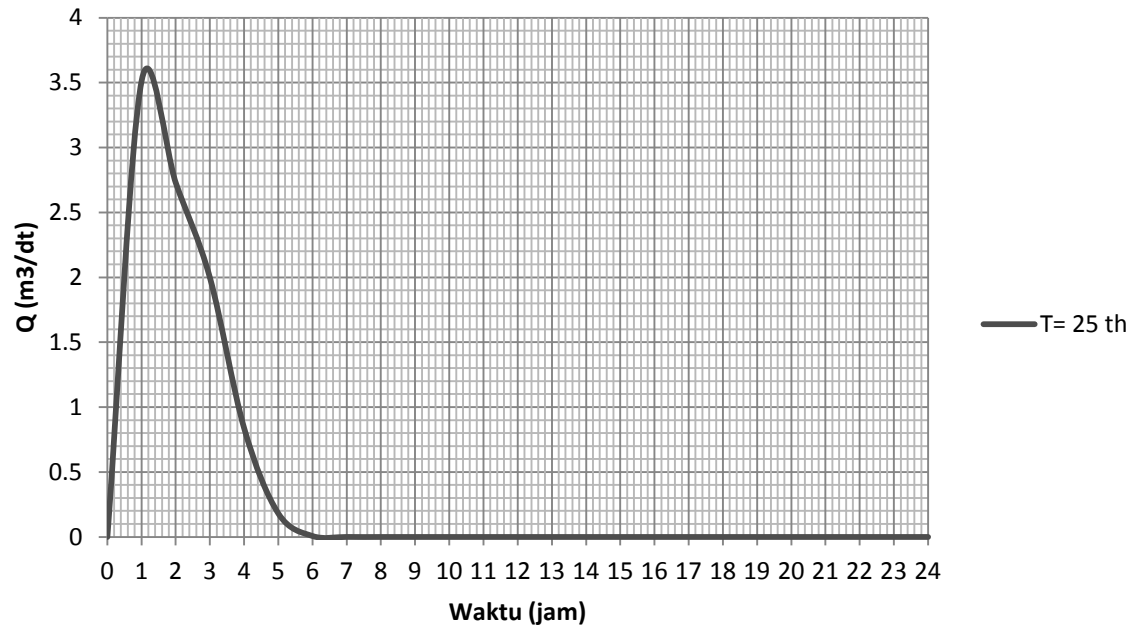
Pada perencanaan ini desain embung memiliki umur rencana 25 tahun. Sedangkan banjir periode ulang yang dipakai adalah 25 tahundengan nilai R adalah curah hujan 25 tahunan sebesar 101.23 mm.

Hasil perhitungan hidrograf curah hujan rencana adalah seperti pada tabel 4.18 berikut ini:

Tabel 4.19 Tabel Hidrograf Curah Hujan Rencana 25 Tahunan

t (jam)	UH	Reff					Q
		59.118	15.286	10.832	8.605	7.289	m3/dt
		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	
0	0.000	0	0	0	0	0	0
1	0.059	3.512	0.000	0.000	0.000	0.000	3.512
2	0.037	2.168	0.561	0.000	0.000	0.000	2.728
3	0.023	1.385	0.358	0.254	0.000	0.000	1.996
4	0.009	0.528	0.136	0.097	0.077	0.000	0.837
5	0.002	0.106	0.027	0.019	0.015	0.013	0.181
6	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.007
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
26			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
27				0.000	0.000	0.000	0.000
28					0.000	0.000	0.000
29						0.000	0.000

(Sumber : Perhitungan)



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Hujan Rencana 25 Tahunan

4.7. Evaporasi

Evaporasi merupakan faktor penting dalam studi pengembangan sumber daya air. Evaporasi merupakan proses penguapan yang terjadi pada permukaan tanah. Besarnya nilai evaporasi dipengaruhi iklim. Parameter iklim yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfer), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, waktu penyinaran dan lainnya. Evaporasi dinalisa menggunakan rumus empiris Penman.

Hasil perhitungan evaporasi dapat dilihat pada tabel 4.20 berikut ini :

Tabel 4.20 Tabel Perhitungan Evaporasi

No	Bulan	Temperatur (t)	Kelembaban Udara (RH)	Kecepatan Angin (U)	Kecepatan Angin (U)	Ea	Ed	E	E
		oC	%	m/dt	Mil/hr	mm/hg	mm/hg	mm/hari	mm/bln
1	Januari	28.13	97.91	0.35	48.62	38.10	37.30	0.41	12.84
2	Februari	27.96	97.63	0.39	54.17	37.73	36.84	0.48	13.51
3	Maret	28.27	97.90	0.33	45.84	38.41	37.60	0.41	12.76
4	April	28.55	97.96	0.47	65.29	39.02	38.22	0.46	13.81
5	Mei	28.18	97.76	0.59	81.95	38.21	37.35	0.55	16.90
6	Juni	27.64	97.77	0.79	109.74	37.03	36.20	0.61	18.19
7	Juli	27.31	97.50	0.83	115.29	36.31	35.40	0.68	21.20
8	Agustus	27.92	97.09	1.16	161.13	37.63	36.53	1.00	31.03
9	September	29.18	97.70	1.57	218.08	40.47	39.54	1.04	31.09
10	Oktober	30.27	96.21	1.55	215.31	42.92	41.29	1.80	55.65
11	Nopember	30.04	97.21	1.05	145.85	42.40	41.22	1.02	30.54
12	Desember	29.21	97.54	1.14	158.35	40.52	39.52	0.90	27.94

(Sumber : Perhitungan)

Contoh perhitungan adalah sebagai berikut:

Data bulan Januari:

- Suhu (t) = 28.13⁰ C

Berdasarkan tabel tekanan uap jenuh terhadap suhu rata-rata diketahui bahwa tekanan uap jenuh pada suhu (t) = 28.13⁰ C adalah Ea = 38.10 mm/Hg

- Kelembaban udara = 97.91 %

Berdasarkan tekanan uap jenuh dan kelembaban udara dapat dihitung tekanan uap jenuh sebenarnya (E_d).

$$E_d = RH \times E_s$$

$$E_d = 97.91 \times 38.10$$

$$E_d = 37.30 \text{ mm/Hg}$$

$$\text{- Kecepatan angin} = 48.62 \text{ mil/hari}$$

Berdasarkan parameter perhitungan di atas maka besarnya Evaporasi dapat dihitung sebagai berikut:

$$E = 0.35 \times [E_s - E_d] \times [1 + (V/100)]$$

$$E = 0.35 \times [38.10 - 37.30] \times [1 + (48.62/100)]$$

$$E = 0.41 \text{ mm/hari}$$

$$E = 12.84 \text{ mm/bulan}$$

4.8. Analisis Kebutuhan Air

Analisis kebutuhan air penduduk dapat dihitung dengan jumlah penduduk pada awal pembangunan embung sampai dengan umur rencana embung 25 tahun. Untuk mengetahui jumlah penduduk 25 tahun yang akan datang untuk Desa Kelbung, Kecamatan Sepulu, Kabupaten Bangkalan dengan metode linear geomaetri. Perhitungan jumlah penduduk rencana dapat dilihat pada tabel 4.20 di bawah ini:

Tabel 4.21 Tabel Proyeksi Penduduk Desa Kelbung

No	Tahun	Pertumbuhan Penduduk Tahunan(%)	Jumlah Penduduk (Jiwa)
1	2010		875
2	2015	1.00	920
3	2020	1.00	967
4	2025	1.00	1016
5	2030	1.00	1068
6	2035	1.00	1122
7	2040	1.00	1179

(Sumber :Perhitungan)

Untuk kebutuhan air baku penduduk desa digunakan peraturan yang telah ditetapkan oleh Direktorat Jendral Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebesar 100 l/jiwa/hari. Selain faktor kebutuhan air baku penduduk pada perencanaan ini juga direncanakan faktor pengaruh lainnya. Faktor yang dijadikan acuan perhitungan kebutuhan air baku terdapat pada tabel 4.21 berikut ini:

Tabel 4.22. Tabel Kebutuhan Air

No	Uraian	Kebutuhan air
1	Kebutuhan penduduk (Domestik)	100 L/Jiwa/hari
2	Hidran Umum	10% Domestik
3	Kebutuhan Sosial	10% Domestik
4	Kehilangan air	10% Domestik

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan tabel kebutuhan di atas maka perhitungan kebutuhan air dapat dihitung seperti pada tabel 4.22 berikut ini:

Tabel 4.23. Tabel Kebutuhan Air Baku Rencana

No		1	2	3	4	5	6	7
Tahun		2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Penduduk		875	920	967	1016	1068	1122	1179
Kebutuhan penduduk (Domestik)	L/hari	87500	91963	96654	101585	106767	112213	117937
Hidran Umum	L/hari	8750	9196	9665	10158	10677	11221	11794
Kebutuhan Sosial	L/hari	8750	9196	9665	10158	10677	11221	11794
Kebutuhan Air Total	L/hari	105000	110356	115985	121902	128120	134655	141524
Kehilangan air	L/hari	10500	11036	11599	12190	12812	13466	14152
Kebutuhan Air Total	L/hari	115500	121392	127584	134092	140932	148121	155677
Kebutuhan Air Total	m3/hari	116	121	128	134	141	148	156

(Sumber : Perhitungan)

4.9. Analisis Debit Tersedia

Analisis Debit tersedia digunakan sebagai untuk mengetahui apakah debit yang tersedia selama 1 periode mampu memenuhi kebutuhan air baku masyarakat. Pada analisis ini digunakan metode FJ Mock dimana metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada catchment area sebagian akan hilang sebagi evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct run off* dan sebagian akan masuk ke dalam tanah (*infiltrasi*).

Pada perhitungan debit andalan dengan FJ Mock harus ditentukan terlebih dahulu beberapa parameter. Parameter yang ditentukan pada metode FJ Mock antara lain:

- $m = 40\%$ untuk lahan pertanian yang diolah
- Kapasitas kelembaban tanah SMC (Soil Moisture Content) = 200 mm
- Daerah Aliran Sungai = 0.15 km^2
- Koefisien Infiltrasi (C_i) = 0.3
- Faktor resesi air tanah (k) = 0.3
- Penyimpanan awal (IS) = 60 mm

Setelah parameter ditentukan langkah selanjutnya adalah analisis debit andalan untuk masing-masing periode. Contoh perhitungan debit tersedia FJ Mock pada periode I bulan Januari 2004 pada tabel 4.23 berikut ini:

Tabel 4.24. Tabel Perhitungan debit andalan FJ Mock

		Tahun	Jan		
		2004	I	II	III
Data	1	R	56	22	30
	2	NS	3	2	6
	3	Ci	0.30	0.30	0.30
	4	k	0.50	0.50	0.50
	5	m	40	40	40
Nd = 9-3/2Ns	6	Nd	4.5	6	0
Data	7	Etp	4.28	4.28	4.28
E = Etp. Nd/10m	8	E	0.77	1.03	0.00
Eta = Etp-E	9	Eta	3.51	3.25	4.28
Rnet = R - Eta	10	Rnett	52	19	25.72
	11	SS	0	0	0
	12	SMC	200	200	200
WS = Rnet - SS	13	WS	52	18.75	25.72
I = Ci x WS	14	I	16	6	8
Vt = 0.5 (1+k) + kVt-1	15	Vt	11.81	10.12	10.85
dVt = Vt - Vt-1	16	dVt	-52.97	-1.69	0.73
DRO = WS - I	17	DRO	36.74	13.12	18.00
BF = I - dVt	18	BF	68.72	7.31	6.99
RO = BF + DRO	19	RO	105.46	20.43	24.99
Q = 0.0116.RO.A/H	20	Q	0.0184	0.0036	0.0040

(Sumber : Perhitungan)

1. Curah hujan total periode
2. Jumlah hari hujan
3. Koefisien Infiltrasi
4. Faktor resesi air tanah
5. $m = 40\%$ untuk lahan pertanian yang diolah
6. $Nd = 9-3/2Ns$
7. Evapotranspirasi potensial
8. Evapotranspirasi
9. Evapotranspirasi aktual
10. Hujan efektif
11. Soil storage
 - Jika $Rnett > 0$ maka nilai $SS=0$
 - jika $Rnett < 0$ maka nilai $SS=R nett$

12. SMC (Soil Moisture Content).
 - Jika $SS=0$ dan SMC bulan sebelumnya = 200 mm maka $SMC = 200$ mm
 - Jika $SS=0$ dan SMC bulan sebelumnya < 200 mm maka $SMC = SMC$ bulan sebelumnya + R_{nett} , jika $SMC = SMC$ bulan sebelumnya + $R_{nett} > 200$ mm maka $SMC = 200$ mm sedangkan sisanya menjadi WS.
 - Jika $SS < 0$ maka $SMC = SMC$ bulan sebelumnya + SS
13. WS (Water Surplus)
 - Jika $SMC = 200$ mm maka $WS = R_{nett}$
 - Jika $SMC < 200$ mm maka $WS = 0$
 - Jika $SMC > 200$ mm maka $WS = SMC$ bulan sebelumnya + $R_{nett} - 200$ mm
14. Infiltrasi
15. Kandungan air tanah
16. Perbedaan kandungan air tanah terhadap periode sebelumnya
17. DRO (*Direct Run Off*)
18. BF (*Base Flow*)
19. RO (*Run Off*)
20. Debit limpasan

Setelah semua perhitungan dilakukan pada periode pada bulan dan tahun yang direncanakan maka hasil perhitungan debit tersedia FJ Mock adalah sebagai berikut:

Tabel 4.25. Tabel Hasil Perhitungan FJ Mock

Tahun	Jan			Feb			Mar			Apr			Mei			Juni		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
2004	18.35	3.56	3.95	17.19	14.70	3.92	1.57	3.74	11.63	2.52	9.71	7.20	1.83	2.94	8.68	6.77	1.57	3.05
2005	19.94	33.15	20.17	5.27	17.01	14.79	27.57	9.36	3.94	12.49	21.17	18.01	4.01	2.01	0.91	0.50	0.25	0.13
2006	12.78	3.26	0.74	6.85	13.75	24.83	11.52	13.96	15.40	5.84	10.02	10.12	9.67	8.01	1.77	3.64	3.79	14.34
2007	25.57	20.74	10.58	26.71	19.81	19.00	12.58	14.62	7.71	26.15	17.51	14.53	16.19	6.01	1.96	1.08	0.54	0.27
2008	36.12	31.29	16.58	21.52	7.00	15.01	5.95	3.75	2.77	3.05	9.16	5.13	6.17	1.36	0.62	0.34	0.17	0.09
2009	15.21	11.13	9.04	11.35	17.70	5.17	4.41	5.63	1.16	3.06	4.13	7.77	1.93	6.05	7.27	7.14	4.03	3.72
2010	0.00	5.63	49.01	32.09	13.14	10.76	5.95	10.35	11.20	13.98	24.74	5.91	12.94	3.45	1.35	0.74	0.37	0.19
2011	14.33	11.66	12.25	9.91	22.71	15.82	11.64	9.17	2.13	1.17	5.19	2.74	9.87	3.32	0.99	0.54	0.27	8.00
2012	3.18	9.47	13.96	2.83	7.52	14.55	17.39	14.01	8.04	8.69	7.85	7.86	5.55	1.45	13.91	2.48	1.24	0.62
2013	14.88	3.49	7.20	15.82	8.14	5.31	23.64	8.92	7.93	15.64	9.60	2.48	6.24	1.35	0.61	0.34	0.48	2.93
2014	7.94	10.46	28.53	18.73	12.92	34.28	15.70	14.89	24.60	9.08	4.74	6.60	5.52	3.26	7.58	1.55	0.78	0.39
Q80	7.94	3.49	7.20	6.85	8.14	5.31	5.95	5.63	2.77	3.05	5.19	5.13	4.01	1.45	0.91	0.50	0.27	0.19
Tahun	Juli			Agust			Sept			Okt			Nov			Des		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
2004	0.72	0.36	0.16	0.09	3.62	4.55	5.39	1.66	0.63	0.32	7.22	18.11	12.46	12.47	3.49	22.11	39.98	19.44
2005	0.06	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.64	2.36
2006	13.70	3.79	23.10	4.24	2.12	1.30	2.67	0.60	8.42	5.16	7.77	8.46	6.87	6.18	2.76	4.06	12.47	14.29
2007	0.13	0.07	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.91	9.40	10.04	13.72	2.72	24.71	34.10	39.36
2008	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62	10.71	9.53	9.93	11.14	10.50	2.38	20.84	8.43
2009	0.95	0.47	0.22	0.12	0.06	0.03	0.01	0.01	0.00	1.77	7.77	1.11	1.79	9.73	13.86	22.35	19.50	21.16
2010	0.09	0.05	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2011	1.21	0.60	0.27	0.15	0.08	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.65	9.60	12.15	7.63	6.35
2012	0.31	0.15	0.07	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	12.83	5.71
2013	8.24	1.36	1.30	0.45	0.22	0.10	0.06	0.03	0.01	0.01	0.00	8.39	1.59	3.71	6.54	8.70	14.41	8.19
2014	0.19	0.10	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.02	8.57
Q80	0.09	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.02	5.71

(Sumber : Perhitungan)

4.10. Debit Andalan

Debit andalan dianalisis berdasarkan debit tersedia FJ Mock pada tabel 4.25 dimana prosentase ketersediaan sebesar 80% terlampaui dan selanjutnya dijadikan debit andalan. Prosentase yang akan diambil untuk debit andalan adalah sebesar minimal 80% sehingga prosentase tidak terpenuhinya adalah sebesar 20%. Contoh perhitungan debit andalan dengan menggunakan debit tersedia FJ Mock pada periode I Januari pada tabel 4.26 berikut ini.

Tabel 4.26. Persentase Debit Andalan 80%

Tahun	Debit (L/dt)	Persentase (%)
2008	36.12	9.09
2007	25.57	18.18
2005	19.94	27.27
2004	18.35	36.36
2009	15.21	45.45
2013	14.88	54.55
2011	14.33	63.64
2006	12.78	72.73
2014	7.94	81.82
2012	3.18	90.91
2010	0.00	100.00

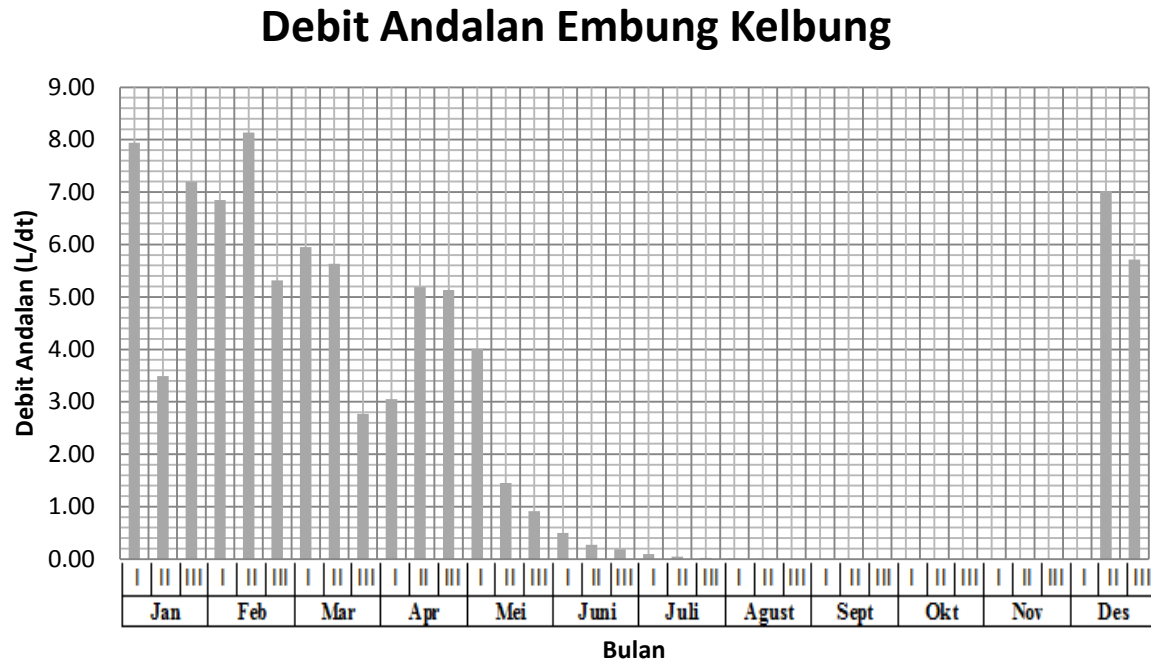
(Sumber : Perhitungan)

Sehingga peringkat 3 dari bawah merupakan debit andalan atau debit yang 80% terlampaui, sehingga untuk perencanaan debit andalan 80% didapat pada tahun 2014. Berikut adalah hasil perhitungan debit andalan 80% Embung Kelbung.

Tabel 4.27. Tabel Hasil Perhitungan Debit Andalan 80%

Bulan	Periode	Jumlah Hari	Debit (L/dt)	Volume Periode (m3)
Januari	I	10	7.94	6862.10
	II	10	3.49	3016.21
	III	11	7.20	6840.91
Februari	I	10	6.85	5918.01
	II	10	8.14	7028.99
	III	8	5.31	3672.88
Maret	I	10	5.95	5139.45
	II	10	5.63	4867.65
	III	11	2.77	2631.34
April	I	10	3.05	2637.66
	II	10	5.19	4483.33
	III	10	5.13	4434.69
Mei	I	10	4.01	3465.92
	II	10	1.45	1251.68
	III	11	0.91	866.48
Juni	I	10	0.50	433.24
	II	10	0.27	234.06
	III	10	0.19	160.05
Juli	I	10	0.09	80.03
	II	10	0.05	40.01
	III	11	0.02	20.01
Agustus	I	10	0.01	6.77
	II	10	0.01	10.47
	III	11	0.01	5.23
September	I	10	0.00	2.62
	II	10	0.00	1.31
	III	10	0.00	0.65
Oktober	I	10	0.00	0.33
	II	10	0.00	0.16
	III	11	0.00	0.08
Nopember	I	10	0.00	0.04
	II	10	0.00	0.02
	III	10	0.00	0.01
Desember	I	10	0.00	0.01
	II	10	7.02	6066.31
	III	11	5.71	5430.65

(Sumber : Perhitungan)



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 4.4. Grafik Debit Andalan 80% Embung Kelbung

4.11. Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk merupakan hubungan grafik antara elevasi, luas tutupan dan volume area yang akan dijadikan waduk. Perhitungan ini menggunakan data topografi yang berasal dari peta digital ataupun melalui pemetaan langsung. Peta topografi yang digunakan untuk perhitungan ini memiliki skala 1:25.000 sampai 1:500.

Untuk menghitung lengkung kapasitas waduk dipakai rumus 2.39 dimana data yang diperlukan antara lain luas daerah yang dibatasi elevasi dan selisih antar elevasi yang ditinjau. Untuk mendapatkan luasan yang dibatasi oleh elevasi yang ditinjau digunakan program bantu AUTOCAD. Perhitungan lengkung kapasitas tampung Embung Kelbung dapat dilihat pada tabel 4.26.dibawah ini:

Tabel 4.27 Tabel Pengaruh Elevasi, Luasan dan Volume Waduk

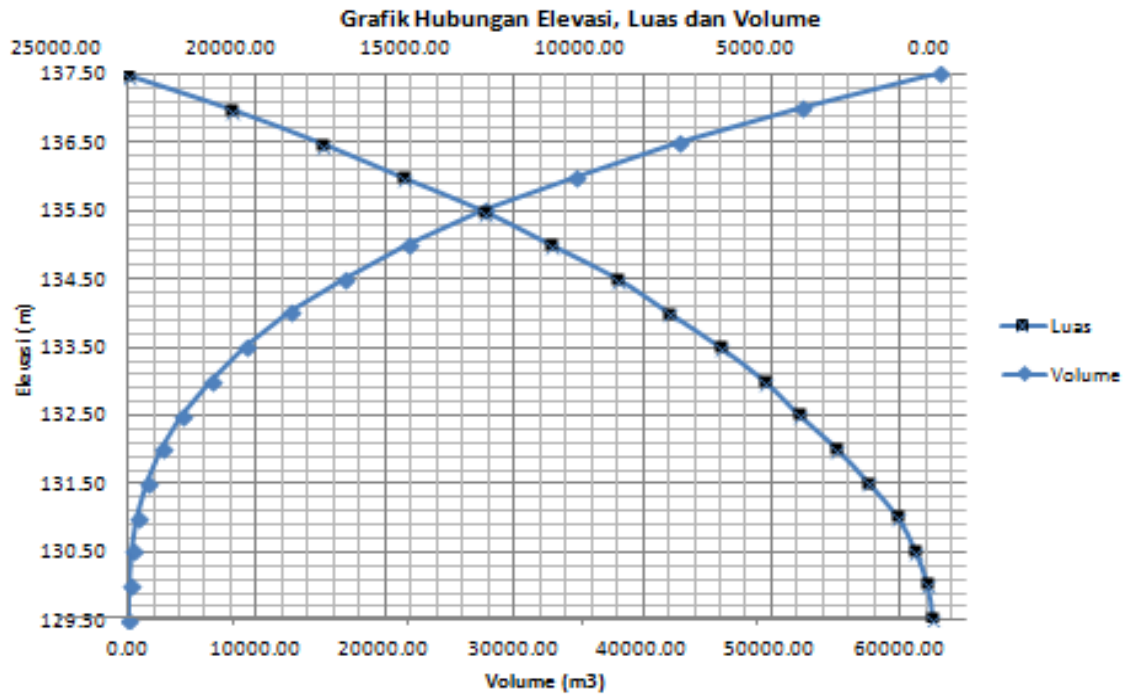
No	Elevasi m	Luas (F) m ²	R rata-rata m ²	Dh m	V m ³	V kumulatif m ³
1	129.50	25.00				
2	130.00	181.13	103.07	0.50	51.53	51.53
3	130.50	530.16	355.65	0.50	177.82	229.36
4	131.00	1044.97	787.57	0.50	393.78	623.14
5	131.50	1869.06	1457.02	0.50	728.51	1351.65
6	132.00	2771.60	2320.33	0.50	1160.17	2511.81
7	132.50	3847.51	3309.56	0.50	1654.78	4166.59
8	133.00	4841.26	4344.39	0.50	2172.19	6338.79

Tabel 4.27 Tabel Pengaruh Elevasi , Luasan dan Volume Waduk (*Lanjutan*)

No	Elevasi m	Luas (F) m ²	R rata-rata m ²	Dh m	V m ³	V kumulatif m ³
8	133.00	4841.26				
9	133.50	6111.29	5476.28	0.50	2738.14	9076.92
10	134.00	7564.62	6837.96	0.50	3418.98	12495.90
11	134.50	9017.96	8291.29	0.50	4145.64	16641.55
12	135.00	10919.14	9968.55	0.50	4984.27	21625.82
13	135.50	12847.46	11883.30	0.50	5941.65	27567.47
14	136.00	15178.23	14012.84	0.50	7006.42	34573.89
15	136.50	17483.90	16331.06	0.50	8165.53	42739.42
16	137.00	20051.97	18767.94	0.50	9383.97	52123.39
17	137.50	22991.99	21521.98	0.50	10760.99	62884.38

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan tabel perhitungan di atas maka dibuat grafik kurva hubungan antara elevasi dengan luas dan kapasitas tampungan area. Grafik kurva hubungan antara elevasi dengan luas dan kapasitas tampungan area dapat dilihat pada gambar 4.5 di bawah ini:



Gambar 4.5 Grafik Lengkung Kapasitas Waduk

4.12. Kapasitas Mati (Dead Storage)

Kapasitas mati suatu waduk atau embung diakibatkan oleh adanya sedimen akibat dari erosi di daerah DAS embung atau waduk yang ditinjau. Untuk menghitung volume sedimen yang terjadi dapat digunakan **Tabel 2.9** dimana terdapat beberapa parameter yang dibutuhkan untuk menghitung sedimen tersebut. Parameter yang digunakan untuk perhitungan sedimen pada Embung Kelbung antara lain:

- Merupakan dataran yang stabil
- Intensitas erosi kecil (walaupun saat banjir)
- Kemiringan dasar sungai $\pm 1:1000$
- Termasuk Zona C (tidak terdapat gunung berapi)

Dari **Tabel 2.9** menunjukkan bahwa angka sedimentasi yang sesuai dengan karakteristik DAS Embung Kelbung adalah kurang dari $50\text{m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$, sehingga dalam perencanaan ini dipakai sedimentasi maksimum yaitu $50\text{m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$. Pada perhitungan volume sedimen Embung Kelbung tahun rencana 25 tahun digunakan rumus 2.25. Hasil perhitungan volume sedimen Embung kelbung adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Volume} &= P_s \times A \times n \\ &= 50 \times 0.15 \times 25 = \mathbf{187.50 \text{ m}^3}\end{aligned}$$

Pada perencanaan ini terdapat timbunan pada kaki tubuh bendungan pada sisi hulu yang mencapai elevasi + 130.50m. Hal ini mengakibatkan volume tampungan waduk pada elevasi +130.50 m tidak bisa digunakan. Sehingga volume dead storage yang terjadi adalah akumulasi dari volume sedimentasi dan volume akibat tertutup timbunan. Volume akibat timbunan ini adalah sebesar 229.36 m^3 yang didapatkan dari volume tampungan efektif pada elevasi +130.50 m (tabel 4.27).

Sehingga nilai dari dead storage yang terjadi sebesar $187.50 \text{ m}^3 + 229.36 \text{ m}^3 = \mathbf{416.86 \text{ m}^3}$.

Berdasarkan analisis volume *dead storage* yang terjadi dapat diplotkan terhadap lengkung kapasitas waduk. Nilai dari 416.86 m^3 didapatkan pada elevasi antara $+130.50 \text{ m}$ dan $+131.00 \text{ m}$. Sehingga dengan menggunakan interpolasi didapatkan elevasi dead storage setinggi $\pm \mathbf{130.75 \text{ m}}$.

4.13. Elevasi Minimal Pengoperasian

Elevasi minimal pengoperasian ditentukan berdasarkan elevasi dasar saluran intake yang direncanakan. Elevasi minimal ini berfungsi supaya air baku dapat dialirkan oleh intake pada saat kondisi minimal. Elevasi dasar saluran memiliki ketentuan bahwa elevasi dasar saluran intake harus lebih tinggi daripada elevasi sedimentasi.

Intake yang direncanakan merupakan *conduit*. Elevasi dasar saluran intake yang direncanakan pada Embung Kelbung memiliki jagaan 0.50 m terhadap elevasi akibat sedimentasi. Sehingga elevasi minimal pengoperasian Embung Kelbung adalah sebagai berikut:

- Elevasi sedimentasi $= + 130.75 \text{ m}$
- Tinggi jagaan $= 0.50 \text{ m}$
- Elevasi minimal operasi $= + \mathbf{131.25 \text{ m}}$

Berdasarkan berdasarkan perhitungan di atas maka volume *dead storage* yang terjadi akibat elevasi minimal operasional adalah sampai elevasi $+131.25 \text{ m}$ atau sebesar **987.39 m^3** (tabel 4.27).

4.14. Kapasitas Tampungan Efektif

Kapasitas efektif digunakan untuk mengetahui perubahan volume waduk akibat *inflow* dan *outflow* selama pengoperasian. Perhitungan *inflow* didapatkan dari perhitungan debit andalan pada sub bab sebelumnya yaitu FJ Mock. Sedangkan *outflow* didapatkan dari perhitungan kebutuhan air baku rencana pada sub bab kebutuhan air penduduk. Faktor lain yang mempengaruhi *outflow* adalah evapotranspirasi dan infiltrasi (rembesan). Pada analisis ini digunakan periode perhitungan kapasitas efektif selama 2 tahun. Hal ini dikarenakan untuk menghindari terjadinya kesalahan pada saat analisis. Hasil analisis water balance pada Embung Kelbung dapat dilihat pada tabel 4.28 - 4.29 dan gambar 4.6.

Dari tabel 4.27 - 4.28 dapat dilakukan analisa kapasitas efektif Embung Kelbung perhitungannya adalah sebagai berikut:

Tabel 4.28 Tabel Rekapitulasi Effektiv Storage Embung Kelbung

No	Keterangan	Rumus	Nilai	Satuan
1	<i>Storage</i>	Min	5220	m ³
2	<i>Storage</i>	Max	39590	m ³
3	<i>Initial Storage</i>	[(2)-(1)]	34370	m ³
4	<i>Dead Storage</i>		987.39	m ³
5	<i>Final Storage</i>	[(3)+(4)]	35358	m ³

Berdasarkan analisis di atas diketahui bahwa kapasitas efektif yang dibutuhkan sebesar 35358 m³. Kemudian setelah diketahui kapasitas efektif yang dibutuhkan maka bisa diplot pada grafik lengkung kapasitas. Sehingga elevasi mercu spillway yang direncanakan adalah **+136.10 m** (Volume Storage mercu 36207 m³ < Final Volume 35358 m³).

Tabel 4.29 Tabel Perhitungan *Water Balance* pada Tahun ke-1

Tahun ke-1													
Keterangan	Satuan	Jan			Feb			Mar			Apr		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11	10	10	10
I (Inflow)	m3	6862	3016	6841	5918	7029	3673	5139	4868	2631	2638	4483	4435
E (Evaporasi)	mm/hari	4.28	4.28	4.28	4.50	4.50	4.50	4.25	4.25	4.25	4.60	4.60	4.60
E (Evaporasi)	m3	86	86	86	90	90	90	85	85	85	92	92	92
I-E	m3	6777	2931	6755	5828	6939	3583	5054	4783	2546	2546	4391	4343
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1850	1682	1682	1346	1682	1682	1850	1682	1682	1682
I-E Kumulatif	m3	6777	9707	16462	22290	29229	32812	37866	42649	45195	47741	52132	56475
Air Baku Kumulatif	m3	1682	3364	5214	6897	8579	9924	11606	13289	15139	16821	18503	20185
Storage	m3	5094	6343	11248	15394	20651	22888	26260	29360	30056	30920	33629	36290

Tahun ke-1													
Keterangan	Satuan	Mei			Juni			Juli			Agust		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	11
I (Inflow)	m3	3466	1252	866	433	234	160	0	80	40	20	7	10
E (Evaporasi)	mm/hari	5.63	5.63	5.63	6.06	6.06	6.06	7.07	7.07	7.07	2.67	2.67	2.67
E (Evaporasi)	m3	113	113	113	121	121	121	141	141	141	53	53	53
I-E	m3	3353	1139	754	312	113	39	0	0	0	0	0	0
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1850	1682	1682	1682	1682	1682	1850	1682	1682	1850
I-E Kumulatif	m3	59828	60967	61721	62033	62146	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184
Air Baku Kumulatif	m3	21867	23549	25400	27082	28764	30446	32128	33810	35660	37342	39025	40875
Storage	m3	37961	37418	36321	34951	33382	31739	30056	28374	26524	24842	23160	21310

Tabel 4.29 Tabel Perhitungan *Water Balance* pada Tahun ke-1 (*Lanjutan*)

Tahun ke-1													
Keterangan	Satuan	Sept			Okt			Nov			Des		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
I (Inflow)	m3	5	3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	6066
E (Evaporasi)	mm/hari	10.36	10.36	10.36	18.55	18.55	18.55	10.18	10.18	10.18	9.31	9.31	9.31
E (Evaporasi)	m3	207	207	207	371	371	371	204	204	204	186	186	186
I-E	m3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5880
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1682	1682	1682	1850	1682	1682	1682	1682	1682	1850
I-E Kumulatif	m3	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184	62184	68064
Air Baku Kumulatif	m3	42557	44239	45921	47603	49285	51136	52818	54500	56182	57864	59546	61396
Storage	m3	19627	17945	16263	14581	12899	11049	9367	7685	6003	4320	2638	6668

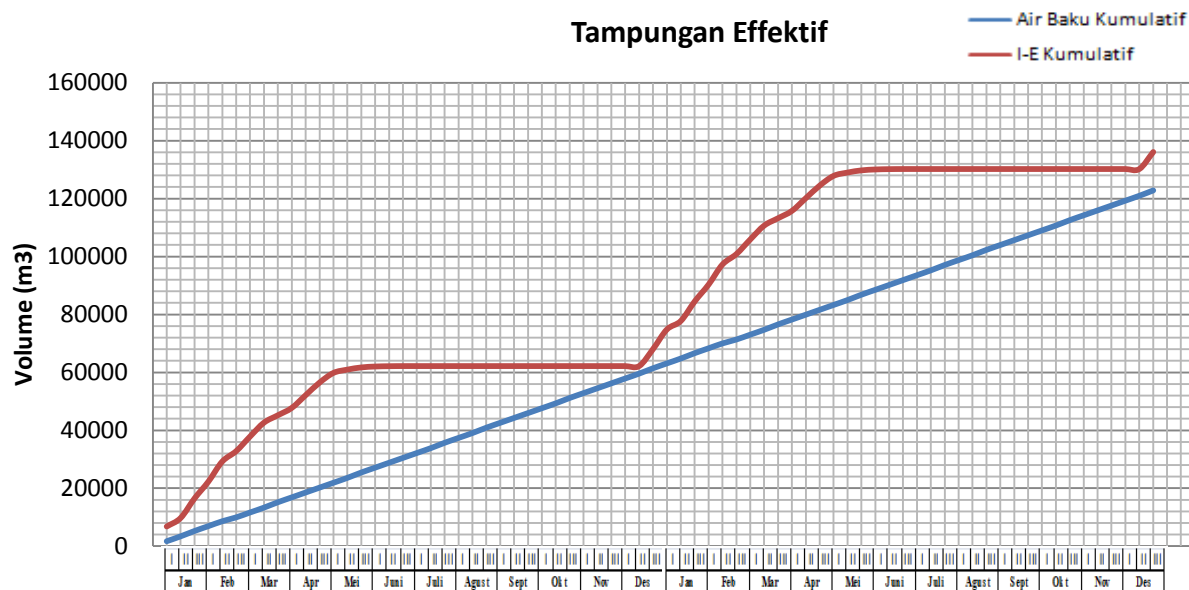
Tabel 4.30 Tabel Perhitungan *Water Balance* pada Tahun ke-2

Tahun ke-2													
Keterangan	Satuan	Jan			Feb			Mar			Apr		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11	10	10	10
I (Inflow)	m3	6862	3016	6841	5918	7029	3673	5139	4868	2631	2638	4483	4435
E (Evaporasi)	mm/hari	4.28	4.28	4.28	4.50	4.50	4.50	4.25	4.25	4.25	4.60	4.60	4.60
E (Evaporasi)	m3	86	86	86	90	90	90	85	85	85	92	92	92
I-E	m3	6777	2931	6755	5828	6939	3583	5054	4783	2546	2546	4391	4343
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1850	1682	1682	1346	1682	1682	1850	1682	1682	1682
I-E Kumulatif	m3	74841	77772	84527	90355	97294	100877	105931	110713	113260	115805	120197	124539
Air Baku Kumulatif	m3	63078	64761	66611	68293	69975	71321	73003	74685	76535	78217	79899	81582
Storage	m3	11762	13011	17916	22062	27319	29556	32928	36029	36724	37588	40297	42958

Tabel 4.30 Tabel Perhitungan *Water Balance* pada Tahun ke-2 (*Lanjutan*)

Tahun ke-2													
Keterangan	Satuan	Mei			Juni			Juli			Agust		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	11
I (Inflow)	m3	3466	1252	866	433	234	160	0	80	40	20	7	10
E (Evaporasi)	mm/hari	5.63	5.63	5.63	6.06	6.06	6.06	7.07	7.07	7.07	2.67	2.67	2.67
E (Evaporasi)	m3	113	113	113	121	121	121	141	141	141	53	53	53
I-E	m3	3353	1139	754	312	113	39	0	0	0	0	0	0
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1850	1682	1682	1682	1682	1682	1850	1682	1682	1850
I-E Kumulatif	m3	127892	129031	129785	130097	130210	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249
Air Baku Kumulatif	m3	83264	84946	86796	88478	90160	91842	93524	95206	97057	98739	100421	102271
Storage	m3	44629	44086	42989	41619	40050	38407	36725	35042	33192	31510	29828	27978
Tahun ke-2													
Keterangan	Satuan	Sept			Okt			Nov			Des		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Jumlah Hari		10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
I (Inflow)	m3	5	3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	6066
E (Evaporasi)	mm/hari	10.36	10.36	10.36	18.55	18.55	18.55	10.18	10.18	10.18	9.31	9.31	9.31
E (Evaporasi)	m3	207	207	207	371	371	371	204	204	204	186	186	186
I-E	m3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5880
Air Baku	m3/hr	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Air Baku	m3	1682	1682	1682	1682	1682	1850	1682	1682	1682	1682	1682	1850
I-E Kumulatif	m3	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249	130249	136129
Air Baku Kumulatif	m3	103953	105635	107318	109000	110682	112532	114214	115896	117578	119260	120942	122793
Storage	m3	26296	24613	22931	21249	19567	17717	16035	14353	12671	10988	9306	13336

(Sumber: Perhitungan)



Gambar 4.6. Grafik *Water Balance*

(Sumber : Perhitungan)

4.15. Simulasi Kebutuhan Minimum Tampungan

Perhitungan simulasi kebutuhan minimum tampungan berfungsi untuk mengetahui apakah volume embung yang direncanakan mampu mencukupi selama pengoperasian dalam satu tahun paling kering. Metode yang akan digunakan adalah dengan mengakumulasi kekurangan air pada periode-periode bulan dalam satu tahun yang ditinjau selama 11 tahun terakhir.

Langkah pertama yang dilakukan untuk mensimulasikan kebutuhan minimum tampungan adalah dengan menentukan debit *inflow* yang terjadi. Debit *inflow* berasal dari debit limpasan hasil analisis FJ Mock (Tabel 4.25). Kemudian langkah selanjutnya adalah menentukan debit *outflow* yang berasal dari analisis volume kebutuhan air baku sebesar 156 m³/ hari atau 1.80 l/dt.

Contoh perhitungan kekurangan air baku dalam 1 tahun 2004 dapat dilihat pada tabel 4.31 di bawah ini :

Tabel 4.31 Tabel Perhitungan Kekurangan Air Baku 2004

2004	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	18.35	1.80	10	14300	0
	II	3.56	1.80	10	1517	0
	III	3.95	1.80	11	2047	0
Feb	I	17.19	1.80	10	13299	0
	II	14.70	1.80	10	11148	0
	III	3.92	1.80	8	1468	0
Mar	I	1.57	1.80	10	0	199
	II	3.74	1.80	10	1673	0
	III	11.63	1.80	11	9338	0
Apr	I	2.52	1.80	10	624	0
	II	9.71	1.80	10	6838	0
	III	7.20	1.80	10	4663	0
Mei	I	1.83	1.80	10	26	0
	II	2.94	1.80	10	984	0
	III	8.68	1.80	11	6539	0
Juni	I	6.77	1.80	10	4298	0
	II	1.57	1.80	10	0	201
	III	3.05	1.80	10	1078	0

Tabel 4.31 Tabel Perhitungan Kekurangan Air Baku 2004 (*Lanjutan*)

Juli	I	0.72	1.80	10	0	933
	II	0.36	1.80	10	0	1244
	III	0.16	1.80	11	0	1555
Agust	I	0.09	1.80	10	0	1477
	II	3.62	1.80	10	1575	0
	III	4.55	1.80	11	2618	0
Sept	I	5.39	1.80	10	3099	0
	II	1.66	1.80	10	0	117
	III	0.63	1.80	10	0	1007
Okt	I	0.32	1.80	10	0	1281
	II	7.22	1.80	10	4687	0
	III	18.11	1.80	11	15505	0
Nov	I	12.46	1.80	10	9210	0
	II	12.47	1.80	10	9220	0
	III	3.49	1.80	10	1463	0
Des	I	22.11	1.80	10	17551	0
	II	39.98	1.80	10	32990	0
	III	19.44	1.80	11	16767	0
Total					194525	8014

(Sumber: Perhitungan)

Contoh perhitungan kekurangan volume air baku dalam 1 adalah sebagai berikut:

- Bulan Januari Periode I

Data

$$Q \text{ inflow} = 7.94 \text{ l/dt}$$

$$Q \text{ keb} = 1.8 \text{ l/dt}$$

$$N = 10 \text{ hari}$$

Q^+ (apabila $Q_{in} > Q_{keb}$)

$$Q^+ = (Q_{in} - Q_{keb}) \times 24 \times 3600 \times N : 1000 \text{ m}^3$$

$$Q^+ = (7.94 - 1.8) \times 24 \times 3600 \times 10 : 1000$$

$$Q^+ = 5306.90 \text{ m}^3$$

Q^+ (apabila $Q_{in} < Q_{keb}$)

$$Q^+ = (Q_{keb} - Q_{in}) \times 24 \times 3600 \times N : 1000 \text{ m}^3$$

$$Q^+ = 0 \text{ m}^3$$

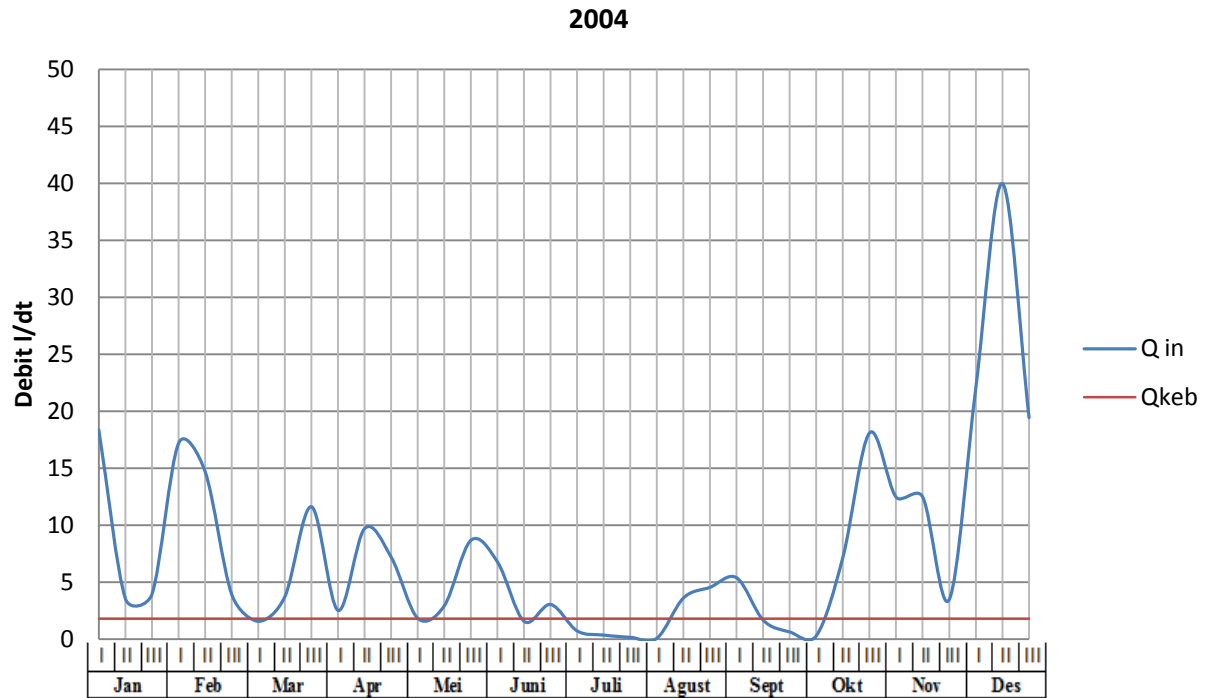
Perhitungan ini dilakukan untuk semua periode pada 1 tahun. Dari hasil perhitungan pada tabel 4.31 diketahui bahwa akumulasi kekurangan air baku dalam 1 tahun pada tahun 2004 sebesar 8014 m³. Langkah perhitungan di atas pada tiap tahun mulai tahun 2004-2014. Perhitungan simulasi kekurangan air baku tahun 2004-2014 dapat dilihat pada tabel 12-22 dan gambar 19-30 pada halaman lampiran. Hasil simulasi kekurangan air baku tahun 2004-2014 dapat dilihat pada tabel 4.32 berikut ini:

Tabel 4.32 Rekapitulasi Simulasi Kekurangan Air Baku Tahun 2004-2014

Tahun	Volume (+) m3	Volume (-) m3
2004	194524.59	8014.18
2005	161217.89	29993.12
2006	204834.54	2552.97
2007	292720.36	18663.08
2008	183468.31	19887.13
2009	155729.10	13976.58
2010	155178.71	33986.33
2011	125864.44	22318.98
2012	108978.41	25900.45
2013	133343.76	16784.20
2014	125864.44	22318.98

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan rekapitulasi di atas diketahui bahwa kebutuhan maksimum kapasitas yang diperlukan terjadi pada tahun 2010 sebesar **33986 m³** < kapasitas efektif yang disediakan sebesar **36207 m³**. Sehingga volume embung yang direncanakan mampu mencukupi kekurangan air maksimum yang terjadi.



Gambar 4.7 Grafik Simulasi Kekurangan Air Baku Tahun 2004

(Sumber : Perhitungan)

4.15. Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Perhitungan pada tahap penelusuran banjir (*reservoir routing*) menggunakan metode *step by step*. Dimana pada metode ini parameter yang dibutuhkan antara lain debit *inflow*, dan tabel hubungan elevasi, storage dan debit *outflow*. Besarnya debit *inflow* didapatkan dari debit banjir jam-jaman pada tabel 4.18. Sedangkan tabel hubungan elevasi, storage dan debit *outflow* didapatkan pada perhitungan berikut ini.

Contoh perhitungan

Direncanakan:

Panjang pelimpah : 3,50 m
 Lebar pelimpah : 5,00 m
 dt (selang waktu) : 3600 detik

Untuk $H = 0$ m

$$\begin{aligned} C &= 2.2 - (0.0416 \times (H/3)^{0.99}) \\ &= 2.2 - (0.0416 \times (0/3)^{0.99}) \\ &= 2.2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= C \times L \times (H)^{1.5} \\ &= 2.2 \times 3 \times (0)^{1.5} \\ &= 0 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$Q/2 = 0 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Volume Storage} + 136.10 \text{ m} = 36207 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Storage (S)} &= \text{Storage (+136.10)} - \text{Storage (+136.10)} \\ &= 36207 \text{ m}^3 - 36207 \text{ m}^3 \\ &= 0 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$S - \text{dt. } Q/2 = (0) - 3600. (0) = 0 \text{ m}^3$$

$$S + \text{dt. } Q/2 = (0) - 3600. (0) = 0 \text{ m}^3$$

Hasil perhitungan nilai H lainnya dengan langkah seperti di atas dapat dilihat pada tabel 4.30. Setelah didapatkan tabel hubungan elevasi , storage, dan debit *inflow* maka langkah selajutnya adalah penelusuran banjir dengan metode *step by step*. Hasil perhitungan reservoir routing dapat dilihat pada tabel 4.33.

Tabel 4.33 Tabel Hubungan *Storage*, Elevasi Dan *Outflow*

elvasi	H	C	Q	Q/2	Volume	Storage	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)
M	m		m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
+ 136.10	0.00	2.16	0.00	0.00	36207.00	0.00	0.00	0.00
+ 136.15	0.05	2.18	0.12	0.06	37023.55	816.55	597.62	1035.49
+ 136.20	0.10	2.19	0.35	0.17	37840.10	1633.11	1009.00	2257.21
+ 136.25	0.15	2.21	0.64	0.32	38656.66	2449.66	1294.20	3605.12
+ 136.30	0.20	2.23	1.00	0.50	39473.21	3266.21	1473.60	5058.83
+ 136.35	0.25	2.24	1.40	0.70	40289.76	4082.77	1558.46	6607.07
+ 136.40	0.30	2.26	1.86	0.93	41106.32	4899.32	1556.04	8242.60
+ 136.45	0.35	2.28	2.36	1.18	41922.87	5715.87	1471.42	9960.33
+ 136.50	0.40	2.29	2.90	1.45	42739.42	6532.43	1308.34	11756.51
+ 136.55	0.45	2.31	3.49	1.74	43677.82	7470.82	1191.50	13750.14
+ 136.60	0.50	2.33	4.12	2.06	44616.22	8409.22	1001.31	15817.12
+ 136.65	0.55	2.34	4.78	2.39	45554.61	9347.62	739.56	17955.68
+ 136.70	0.60	2.36	5.49	2.74	46493.01	10286.01	407.67	20164.35

Tabel 4.33 Tabel Hubungan *Storage*, Elevasi Dan *Outflow* (Lanjutan)

elvasi	H	C	Q	Q/2	Volume	Storage	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)
m	m		m3/dt	m3	m3	m3	m3	m3
+ 136.75	0.65	2.38	6.23	3.12	47431.41	11224.41	6.85	22441.97
+ 136.80	0.70	2.40	7.01	3.51	48369.81	12162.81	-461.95	24787.56
+ 136.85	0.75	2.41	7.83	3.92	49308.20	13101.20	-997.91	27200.32
+ 136.90	0.80	2.43	8.69	4.34	50246.60	14039.60	-1600.38	29679.58
+ 136.95	0.85	2.45	9.58	4.79	51185.00	14978.00	-2268.79	32224.79
+ 137.00	0.90	2.46	10.51	5.26	52123.39	15916.39	-3002.70	34835.49
+ 137.05	0.95	2.48	11.48	5.74	53199.49	16992.49	-3664.02	37649.00
+ 137.10	1.00	2.50	12.48	6.24	54275.59	18068.59	-4390.15	40527.33
+ 137.15	1.05	2.51	13.51	6.76	55351.69	19144.69	-5180.84	43470.22
+ 137.20	1.10	2.53	14.59	7.29	56427.79	20220.79	-6035.89	46477.47
+ 137.25	1.15	2.55	15.70	7.85	57503.89	21296.89	-6955.15	49548.93
+ 137.30	1.20	2.56	16.84	8.42	58579.99	22372.99	-7938.51	52684.49
+ 137.35	1.25	2.58	18.02	9.01	59656.09	23449.09	-8985.88	55884.06
+ 137.40	1.30	2.60	19.23	9.62	60732.19	24525.19	-10097.22	59147.59
+ 137.45	1.35	2.61	20.49	10.24	61808.28	25601.29	-11272.49	62475.06
+ 137.50	1.40	2.63	21.77	10.89	62884.38	26677.39	-12511.70	65866.47

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.34 Tabel Rekapitulasi *Reservoir Routing*

Jam	t	Infow	I rata	I x dt	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)	Elevasi	Q
	jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m	m ³ /dt
1	0	0.00					136.10	0.00
			1.76	6321.79	0.00	6321.79		
2	1	3.51					136.40	1.11
			3.12	11232.94	2568.18	13801.12		
3	2	2.73					136.65	2.87
			2.36	8504.28	3964.48	12468.76		
4	3	2.00					136.60	2.47
			1.42	5100.35	3703.23	8803.58		
5	4	0.84					136.50	1.74
			0.51	1832.49	3169.20	5001.68		
6	5	0.18					136.35	0.84
			0.09	338.30	2190.64	2528.94		
7	6	0.01					136.25	0.39
			0.00	13.57	1258.64	1272.21		
8	7	0.00					136.20	0.21
			0.00	0.54	685.19	685.74		
9	8	0.00					136.15	0.07
			0.00	0.02	685.19	685.22		
10	9	0.00					136.15	0.07

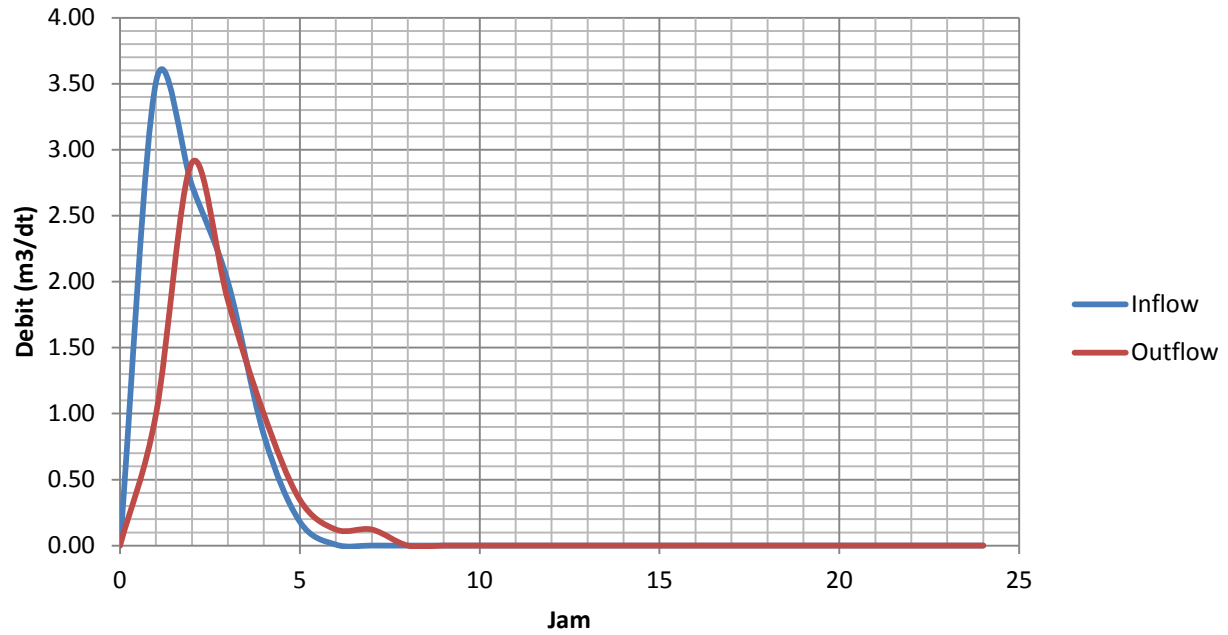
Tabel 4.34 Tabel Rekapitulasi *Reservoir Routing (Lanjutan)*

Jam	t	Infolw	I rata	I x dt	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)	Elevasi	Q
	jam	m3/dt	m3/dt	m3	m3	m3	m	m3/dt
			0.00	0.00	685.19	685.19		
11	10	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
12	11	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
13	12	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
14	13	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
15	14	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
16	15	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
17	16	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
18	17	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
19	18	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		

Tabel 4.34 Tabel Rekapitulasi *Reservoir Routing (Lanjutan)*

Jam	t	Infolw	I rata	I x dt	S-(dt x Q/2)	S+(dt x Q/2)	Elevasi	Q
	jam	m3/dt	m3/dt	m3	m3	m3	m	m3/dt
20	19	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
21	20	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
22	21	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
23	22	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
24	23	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		
25	24	0.00					136.10	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00		

(Sumber Perhitungan)



Gambar 4.8. Grafik *Reservoir Routing*

BAB V

ANALISIS TUBUH BENDUNGAN

Analisis tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan garis depresi formasi dan analisis stabilitas bendungan.

5.1. Tinggi Bendungan

Tinggi bendungan adalah perbedaan elevasi antara dasar pondasi timbunan dengan elevasi mercu bendungan. Elevasi mercu bendungan merupakan elevasi mercu spillway ditambah dengan tinggi bebas (*free board*). Dimana nilai dari *free board* diambil dari *The Japanese National Committee of Large Dams* (JANCOLDS). Berdasarkan perencanaan diketahui bahwa tinggi muka air pada kondisi banjir adalah $6.60 \text{ m} < 50 \text{ m}$. Berdasarkan tabel JANCOLDS didapatkan tinggi ruang bebas minimal adalah 2,00 m. Sehingga tinggi bendungan yang direncanakan adalah sebagai berikut:

- Elevasi dasar bendungan (hilir) = + 128,50 m
- Elevasi dasar bendungan (hulu) = + 130,50 m
- Elevasi dasar bendungan (sumbu) = + 129,50 m
- Elevasi muka air banjir = + 136,65 m
- Elevasi mercu pelimpah = + 136,10 m
- Tinggi ruang bebas = 2,00 m
- Elevasi puncak bendungan = + 136.65 + 2,00
= + 138.65 m
- Tinggi bendungan = (+ 138,65) – (+129,50)
= 9,15 m

5.2. Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan untuk alasan kestabilan, tingkat kekedapan air, pemeliharaan dan jalan umum. Untuk menghitung lebar minimum dipakai rumus 2.53.

$$b = 3.6 \times H^{(1/3)} - 3,00$$

$$b = 3.6 \times 9.05^{(1/3)} - 3,00$$

$$b = 4.50 \text{ m}$$

5.3. Kemiringan Lereng Bendungan

Tanah yang digunakan untuk bendungan berasal dari sekitar lokasi embung. Sehingga data tanah yang dipakai adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi &= 17^\circ \\ \gamma &= 1.817 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1.913 \text{ t/m}^3 \\ \text{SF} &= 1.50 \\ k &= 0.12\end{aligned}$$

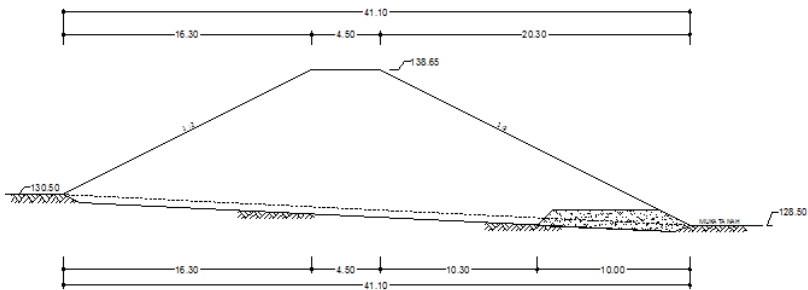
Perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan menggunakan rumus sebagai berikut:

- Kemiringan lereng hulu (m) :

$$\begin{aligned}\text{SF} &= \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)} \\ 1,50 &= \frac{m - (0,12 \times (1.913 - 1) \times \tan 17)}{1 + (0,12 \times (1.913 - 1.000) \times m)} \\ m &= 1.835 \text{ m (Pakai 2 m)}\end{aligned}$$

- Kemiringan lereng hilir

$$\begin{aligned}\text{SF} &= \frac{n - (k \times \tan \phi)}{1 + (k \times n)} \\ 1,50 &= \frac{n - (0,12 \times \tan 17)}{1 + (0,12 \times n)} \\ n &= 1.874 \text{ (Pakai 2 m)}\end{aligned}$$

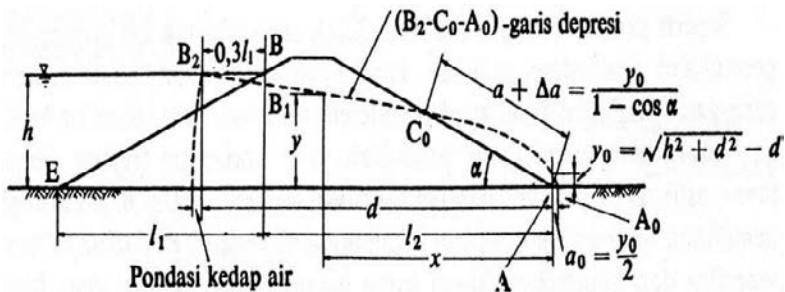


Gambar 5.1 Gambar Layout Bendung

5.4. Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi menggunakan “Metode *Casagrande*”, dengan peninjauan ujung tumit hilir sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Pada perencanaan ini dilakukan perhitungan garis depresi pada saat empat kondisi yaitu sebagai berikut:

1. Kondisi muka air banjir
2. Kondisi muka air penuh (setinggi mercu)
3. Kondisi muka air setengah penuh
3. Kondisi muka air setinggi *dead storage*



Gambar 5.2. Garis Depresi

5.4.1. Kondisi Muka Air Banjir

Muka air pada saat kondisi banjir terjadi pada elevasi +137.45 m.

- Elevasi muka air rencana = 136.65 m
- Elevasi Dasar = 128.50 m
- Lebar Total = 41.10 m
- L drain Tumit = 10.00 m
- h = (137.45 – 129.50) = 8.15 m
- $L_1 = 2 \text{ (Kemiringan 1:2) } \times (8.15-2) = 12.30 \text{ m}$
- $L_2 = 41.10 - L_1 - L \text{ Drain Tumit}$
 $= 41.10 - 12.30 - 10.00 = 18.80 \text{ m}$
- B = $0.3 L_1 = 0.3 \times 12.30 = 3.69 \text{ m}$
- d = $L_2 + B = 15.90 + 4.77 = 22.49 \text{ m}$

Nilai pada saat $x = 0.00 \text{ m}$

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(22.49)^2 + (8.15)^2} - 22.49$$

$$y_o = 1.43$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{2.86x + 2.05}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 22.49$

Tabel 5.1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Banjir

x	m	0.00	-0.71	5.00	10.00	15.00	20.00	22.49
y	m	1.43	0.13	4.04	5.54	6.71	7.70	8.15

(Sumber : Perhitungan)

5.4.2. Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

Muka air pada saat kondisi banjir terjadi pada elevasi +136.10 m.

- Elevasi muka air rencana = 136.10 m
- Elevasi Dasar = 128.50 m
- Lebar Total = 41.10 m
- L drain Tumit = 10.00 m
- $h = (136.10 - 128.50) = 7.60$ m
- $L_1 = 2 \text{ (Kemiringan 1:2) } \times (7.60 - 2.00) = 11.20$ m
- $L_2 = 41.10 - l_1 - L \text{ Drain Tumit}$
 $= 41.10 - 11.20 - 10.00 = 19.90$ m
- $B = 0.3 l_1 = 0.3 \times 11.20 = 3.36$ m
- $d = l_2 + B = 19.90 + 3.36 = 23.26$ m

Nilai pada saat $x = 0.00$ m

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(23.26)^2 + (7.60)^2} - 23.26$$

$$y_o = 1.21$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{2.42x + 1.46}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 23.26$

Tabel 5.2. Koordinat Garis Depresi Muka Air Penuh

x	m	0.00	-0.60	5.00	10.00	15.00	20.00	23.26
y	m	1.21	0.11	3.68	5.07	6.15	7.06	7.60

(Sumber : Perhitungan)

5.4.1. Kondisi Setengah Muka Air Penuh

Muka air pada saat kondisi banjir terjadi pada elevasi +133.30 m.

- Elevasi muka air rencana = 133.30 m
- Elevasi Dasar = 128.50 m
- Lebar Total = 41.10 m
- L drain Tumit = 10.00 m
- $h = (133.30 - 128.50) = 4.80$ m
- $L_1 = 2 \text{ (Kemiringan 1:2) } \times (4.80 - 2.00) = 5.60$ m
- $L_2 = 41.10 - L_1 - L \text{ Drain Tumit}$
 $= 41.10 - 9.60 - 10.00 = 21.50$ m
- $B = 0.3 L_1 = 0.3 \times 1.68 = 0.50$ m
- $d = L_2 + B = 21.50 + 0.50 = 22.00$ m

Nilai pada saat $x = 0.00$ m

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(27.18)^2 + (4.80)^2} - 27.18$$

$$y_o = 0.42$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{0.84 x + 0.18}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 27.18$

Tabel 5.3. Koordinat Garis Depresi Muka Air Setengah Penuh

x	m	0.00	-0.20	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	27.18
y	m	0.42	0.09	2.09	2.93	3.58	4.12	4.61	4.80

(Sumber : Perhitungan)

5.4.1. Kondisi Muka Air setinggi *Dead Storage*

Muka air pada saat kondisi banjir terjadi pada elevasi +130.75 m.

- Elevasi muka air rencana = 131.25 m
- Elevasi Dasar = 128.50 m
- Lebar Total = 41.10 m
- L drain Tumit = 10.00 m
- $h = (131.25 - 128.50) = 2.75$ m
- $L_1 = 2 \text{ (Kemiringan 1:2) } \times (2.25 - 2.00) = 1.50$ m
- $L_2 = 43 - l_1 - L \text{ Drain Tumit}$
 $= 41.10 - 1.50 - 10.00 = 29.60$ m
- $B = 0.3 l_1 = 0.3 \times 1.50 = 0.50$ m
- $d = l_2 + B = 29.60 + 0.50 = 30.05$ m

Nilai pada saat $x = 0.00$ m

$$y_o = \sqrt[2]{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt[2]{(30.05)^2 + (2.75)^2} - 30.05$$

$$y_o = 0.13$$

Berdasarkan y_o di atas maka persamaan garis depresi yang didapatkan adalah sebagai berikut:

$$y = \sqrt[2]{2 y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt[2]{0.26 x + 0.02}$$

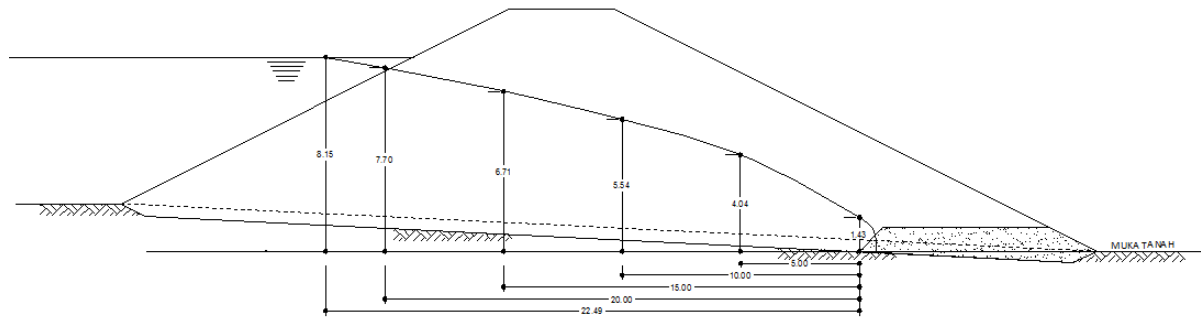
Berdasarkan persamaan garis depresi di atas diperoleh tinggi garis depresi untuk masing-masing rentang x adalah sebagai berikut:

- Rentang nilai x $0 < x < 29.85$

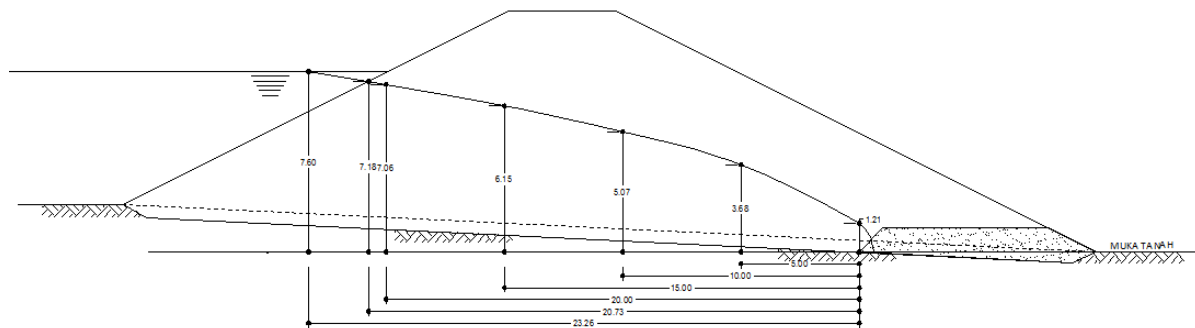
Tabel 5.4. Koordinat Garis Depresi Muka Air *Dead Storage*

x	m	0.00	-0.06	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.05
y	m	0.13	0.03	1.13	1.59	1.94	2.24	2.51	2.75

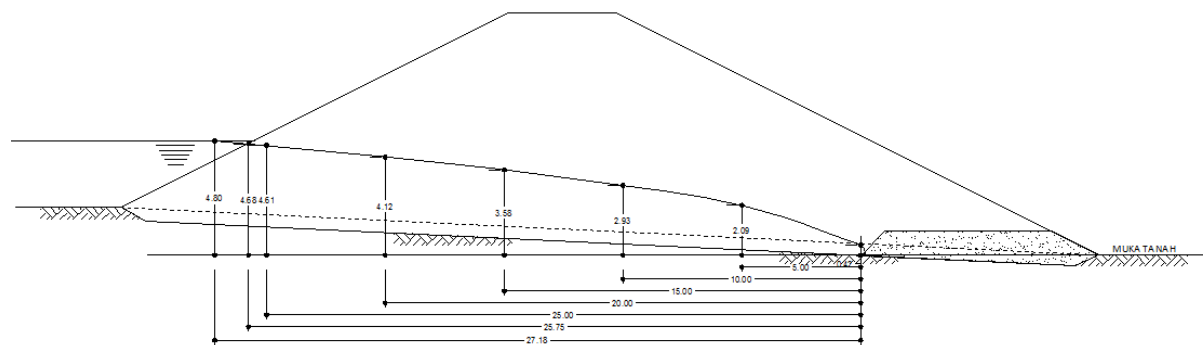
(Sumber : Perhitungan)



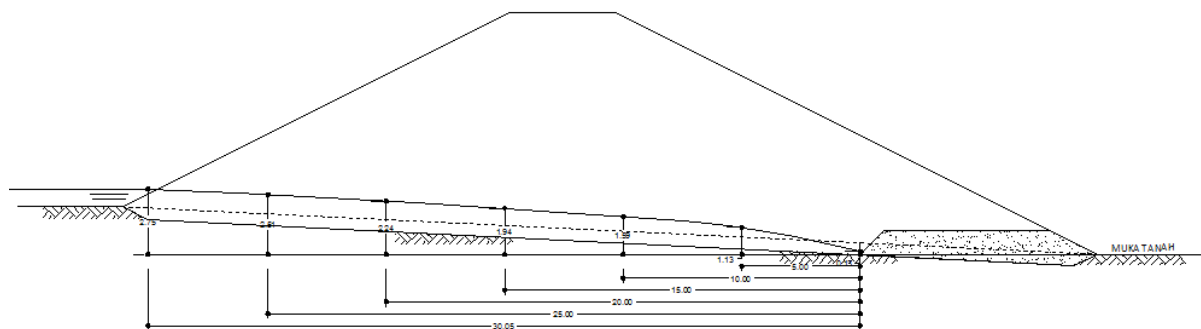
Gambar 5.3. Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.4. Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)



Gambar 5.5. Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air $\frac{1}{2}$ Penuh



Gambar 5.6. Garis Depresi Saat Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

5.5. Analisis Stabilitas Bendungan Hulu

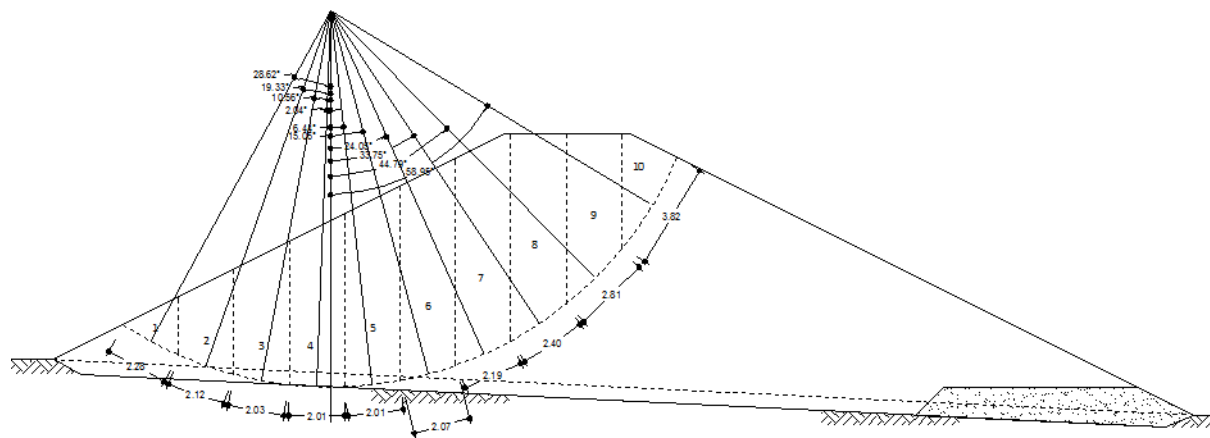
Analisis stabilitas bendung berfungsi untuk mengetahui apakah konstruksi timbunan yang direncanakan memiliki angka keamanan yang cukup. Angka kemanan yang cukup menggambarkan apakah konstruksi tanah yang dilakukan tidak akan mengalami kelongsoran. Kondisi yang akan disimulasikan pada analisis ini terdiri dari kondisi berikut ini:

- Pada saat kondisi muka air kosong
- Pada saat kondisi muka air banjir
- Pada saat kondisi muka air penuh
- Pada saat kondisi muka air $\frac{1}{2}$ penuh
- Pada saat kondisi muka air setinggi *dead storage*

Kondisi tanah pada konstruksi bendungan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi &= 17^\circ \\ \gamma &= 1.817 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1.913 \text{ t/m}^3 \\ C &= 3.770 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Langkah selanjutnya untuk menghitung kestabilan bendungan adalah menggambar bidang longsor (*slice*) sesuai ketentuan pada tabel 2.15 dimana pada tabel disebutkan bahwa untuk kemiringan lereng 1 : 2 memiliki harga $\alpha=25^\circ$ dan $\beta=35^\circ$. Penggambaran bidang longsor dapat dilihat pad gambar 5.7. Kemudian bidang longsor dibagi menjadi beberapa pias denngan lebar sama. Pada analisis ini bidang longsor dibagi menjadi 10 pias dengan lebar pias masing-masing 2.09 m. Adapun perhitungan kestabilan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:



Gambar 5.7. Gambar Bidang Longsor

5.5.1. Pada Saat Kondisi Muka Air Kosong

Pada saat muka air kosong terjadi ketika muka air dalam kondisi belum beroperasi. Contoh perhitungan pias pada kondisi ini dalam sebagai berikut:

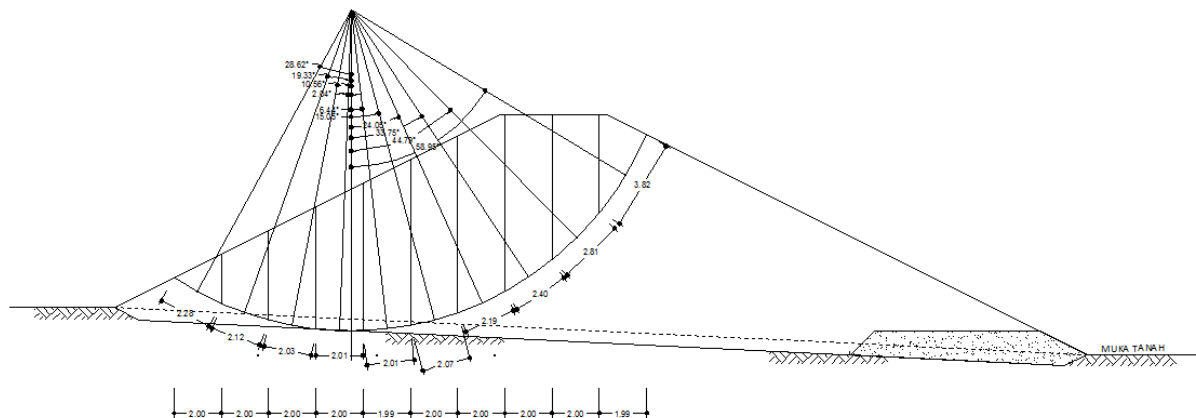
Irisan 1:

1. Irisan
2. $A = 2.09 \text{ m}^2$
3. $\gamma = 1.82 \text{ t/m}^3$
(Kondisi pada tanah kering/tanpa dilewati garis depresi)
4. $W = \gamma \times A$
 $= 1.82 \times 2.09$
 $= 3.80 \text{ ton}$
5. $W_{\text{tot}} = W = 3.80 \text{ ton}$
6. $\alpha = -28.62^\circ$
7. $\sin \alpha = -0.48$
8. $\cos \alpha = 0.88$
9. $b = 2.00 \text{ m}$
10. $L = 2.28 \text{ m}$
11. $T = W \times \sin \alpha$
 $= 3.80 \times (-0.48)$
 $= -1.82 \text{ ton-m}$
12. $N = W \times \cos \alpha$
 $= 3.80 \times 0.88$
 $= 3.33 \text{ ton-m}$
13. $N_e = e \times T$
 $= 0.1 \times (-1.82)$
 $= -0.18 \text{ ton-m}$
14. $T_e = e \times N$
 $= 0.1 \times 3.33$
 $= 0.33 \text{ ton-m}$
15. $C = 3.77 \text{ t/m}^2$
16. $C \times L = 3.77 \times 2.28$
 $= 8.60 \text{ t/m}$

Tabel 5.5. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Kosong

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	2.09	1.82	3.80	3.80	-28.62	-0.48	0.88	2.00	2.28	-1.82	3.33	-0.18	0.33	3.77	8.60
2	5.87	1.82	10.68	10.68	-19.33	-0.33	0.94	2.00	2.12	-3.54	10.08	-0.35	1.01	3.77	7.99
3	8.94	1.82	16.27	16.27	-10.56	-0.18	0.98	2.00	2.03	-2.98	15.99	-0.30	1.60	3.77	7.65
4	11.38	1.82	20.72	20.72	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.74	20.71	-0.07	2.07	3.77	7.58
5	13.21	1.82	24.04	24.04	6.44	0.11	0.99	2.00	2.01	2.70	23.89	0.27	2.39	3.77	7.80
6	14.45	1.82	26.30	26.30	15.05	0.26	0.97	2.00	2.07	6.83	25.40	0.68	2.54	3.77	8.26
7	15.02	1.82	27.33	27.33	24.05	0.41	0.91	2.00	2.19	11.14	24.96	1.11	2.50	3.77	9.05
8	13.80	1.82	25.11	25.11	33.75	0.56	0.83	2.00	2.40	13.95	20.88	1.40	2.09	3.77	9.05
9	10.30	1.82	18.74	18.74	44.79	0.70	0.71	2.00	2.81	13.21	13.30	1.32	1.33	3.77	10.59
10	4.29	1.82	7.80	7.80	58.95	0.86	0.52	2.00	3.82	6.68	4.02	0.67	0.40	3.77	14.40
Total										45.43	162.56	4.54	16.26	37.70	90.97

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.8. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Kosong

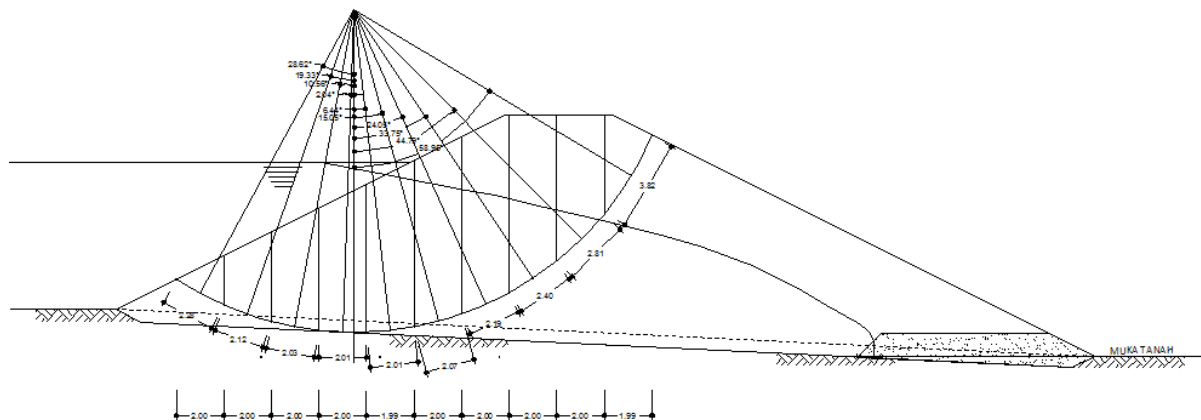
5.5.3. Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir

Untuk kondisi lainnya langkah dan cara perhitungan sama. Perbedaanya hanya terletak pada berat jenis potongan pias yang terkena garis depresi memiliki berat jenis yang berbeda. Hasil perhitungan pada saat koondisi muka air banjir adalah sebagai berikut:

Tabel 5.6. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	γ	W	W tot	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m2	t/m3	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	2.09	1.91	3.98	3.98	-28.62	-0.48	0.88	2.00	2.28	-1.91	3.50	-0.19	0.35	3.77	8.60
2	5.87	1.91	11.21	11.21	-19.33	-0.33	0.94	2.00	2.12	-3.71	10.58	-0.37	1.06	3.77	7.99
3	8.94	1.91	17.07	17.07	-10.56	-0.18	0.98	2.00	2.03	-3.13	16.78	-0.31	1.68	3.77	7.65
4	11.38	1.91	21.74	21.74	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.77	21.73	-0.08	2.17	3.77	7.58
5.1	0.47	1.82	0.86	26.09	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.93	26.08	-0.09	2.61	3.77	7.58
5	13.21	1.91	25.23												
6.1	3.00	1.82	5.47	27.33	15.05	0.26	0.97	2.00	2.07	7.10	26.39	0.71	2.64	3.77	7.80
6.2	11.45	1.91	21.87												
7.1	5.80	1.82	10.55	28.16	24.05	0.41	0.91	2.00	2.19	11.48	25.71	1.15	2.57	3.77	8.26
7.2	9.22	1.91	17.61												
8.1	7.50	1.82	13.64	25.68	33.75	0.56	0.83	2.00	2.40	14.27	21.35	1.43	2.13	3.77	9.05
8.2	6.30	1.91	12.04												
9.1	8.47	1.82	15.41	18.91	44.79	0.70	0.71	2.00	2.81	13.32	13.42	1.33	1.34	3.77	10.59
9.2	1.83	1.91	3.50												
10	4.29	1.91	8.19	8.19	58.95	0.86	0.52	2.00	3.82	7.01	4.22	0.70	0.42	3.77	14.40
Total										42.72	169.77	4.27	16.98	37.70	89.50

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.9. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

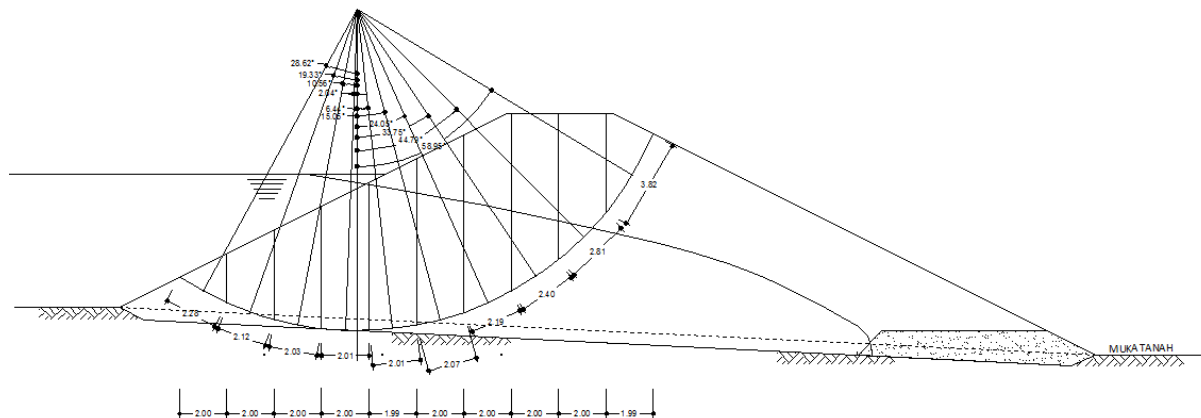
5.5.3. Pada Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

Hasil perhitungan pada saat koondisi muka air penuh (setinggi mercu) adalah sebagai berikut:

Tabel 5.7. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	γ	W	W tot	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2.27	1.91	4.33	4.33	-28.62	-0.48	0.88	2.00	2.28	-2.08	3.80	-0.21	0.38	3.77	8.60
2	6.38	1.91	12.18	12.18	-19.33	-0.33	0.94	2.00	2.12	-4.03	11.50	-0.40	1.15	3.77	7.99
3	9.71	1.91	18.54	18.54	-10.56	-0.18	0.98	2.00	2.03	-3.40	18.23	-0.34	1.82	3.77	7.65
4	12.23	1.91	23.36	23.36	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.83	23.35	-0.08	2.33	3.77	7.58
5.1	1.51	1.91	2.89	25.23	0.00	0.00	1.00	2.00	2.01	0.00	25.23	0.00	2.52	3.77	7.58
5.2	11.70	1.91	22.34												
6.1	4.21	1.82	7.66	27.22	15.05	0.26	0.97	2.00	2.07	7.07	26.29	0.71	2.63	3.77	7.80
6.2	10.24	1.91	19.57												
7.1	6.94	1.82	12.63	28.05	24.05	0.41	0.91	2.00	2.19	11.43	25.62	1.14	2.56	3.77	8.26
7.2	8.07	1.91	15.42												
8.1	8.81	1.82	16.03	25.56	33.75	0.56	0.83	2.00	2.40	14.20	21.25	1.42	2.13	3.77	9.05
8.2	4.99	1.91	9.53												
9.1	9.13	1.82	16.62	18.85	44.79	0.70	0.71	2.00	2.81	13.28	13.38	1.33	1.34	3.77	10.59
9.2	1.17	1.91	2.23												
10	4.29	1.82	7.80	7.80	58.95	0.86	0.52	2.00	3.82	6.68	4.02	0.67	0.40	3.77	14.40
Total										42.33	172.66	4.23	17.27	37.70	89.50

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.10 Bidang Longsor Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

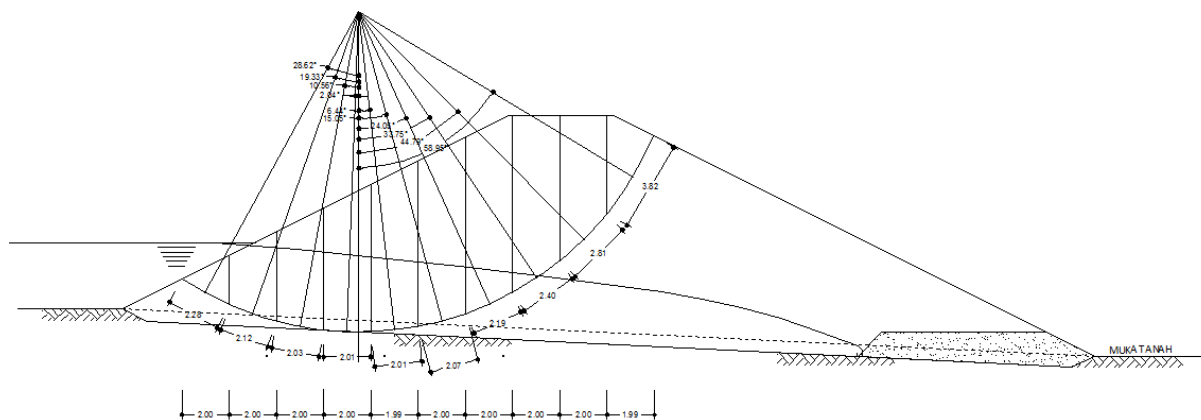
5.5.4. Pada Saat Kondisi Muka Air Setengah Penuh

Hasil perhitungan pada saat kondisi muka air setengah penuh adalah sebagai berikut:

Tabel 5.8. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	γ	W	W tot	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2.27	1.91	4.33	4.33	-28.62	-0.48	0.88	2.00	2.28	-2.08	3.80	-0.21	0.38	3.77	8.60
2.1	0.39	1.82	0.71	11.18	-19.33	-0.33	0.94	2.00	2.12	-3.70	10.55	-0.37	1.05	3.77	7.99
2.2	5.48	1.91	10.47												
3.1	2.54	1.82	4.63	18.31	-10.56	-0.18	0.98	2.00	2.03	-3.36	18.00	-0.34	1.80	3.77	7.65
3.2	7.17	1.91	13.69												
4.1	4.93	1.82	8.97	22.92	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.82	22.90	-0.08	2.29	3.77	7.58
4.2	7.30	1.91	13.95												
5.1	7.33	1.82	13.34	21.68	0.00	0.00	1.00	2.00	2.01	0.00	21.68	0.00	2.17	3.77	7.58
5.2	4.37	1.91	8.35												
6.1	9.74	1.82	17.73	26.73	15.05	0.26	0.97	2.00	2.07	6.94	25.81	0.69	2.58	3.77	7.80
6.2	4.71	1.91	9.00												
7.1	15.19	1.82	27.64	27.31	24.05	0.41	0.91	2.00	2.19	11.13	24.94	1.11	2.49	3.77	8.26
7.2	-0.17	1.91	-0.33												
8.1	13.36	1.82	24.31	25.15	33.75	0.56	0.83	2.00	2.40	13.97	20.91	1.40	2.09	3.77	9.05
8.2	0.44	1.91	0.83												
9	10.95	1.82	19.93	19.93	44.79	0.70	0.71	2.00	2.81	14.04	14.14	1.40	1.41	3.77	10.59
10	4.49	1.82	8.18	8.18	58.95	0.86	0.52	2.00	3.82	7.01	4.22	0.70	0.42	3.77	14.40
Total										43.14	166.96	4.31	16.70	37.70	89.50

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.11. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setengah Penuh

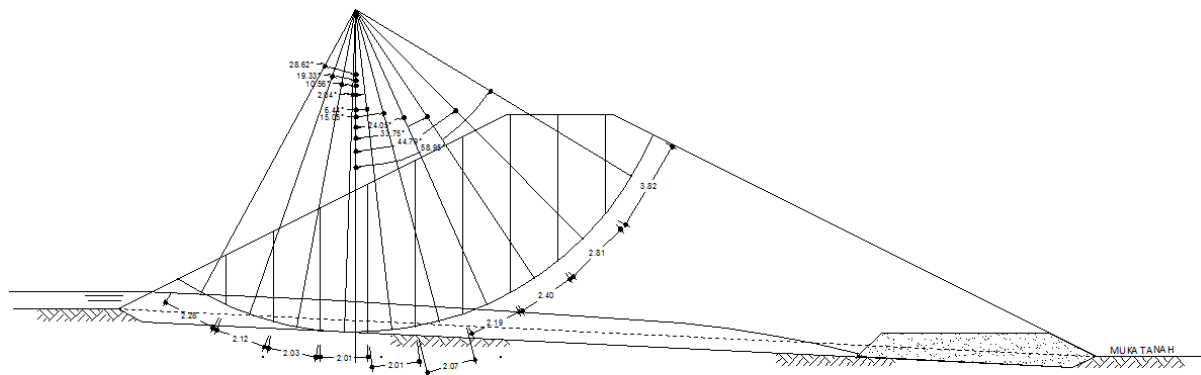
5.5.5. Pada Saat Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

Hasil perhitungan pada saat kondisi muka air setinggi *dead storage* adalah sebagai berikut:

Tabel 5.9. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air *Dead Storage*

Irisan	A	γ	W	W tot	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m2	t/m3	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1.1	1.40	1.82	2.54	3.86	-28.62	-0.48	0.88	2.00	2.28	-1.85	3.39	-0.18	0.34	3.77	8.60
1.2	0.69	1.91	1.32												
2.1	4.42	1.82	8.04	10.81	-19.33	-0.33	0.94	2.00	2.12	-3.58	10.20	-0.36	1.02	3.77	7.99
2.2	1.45	1.91	2.77												
3.1	6.62	1.82	12.05	16.47	-10.56	-0.18	0.98	2.00	2.03	-3.02	16.20	-0.30	1.62	3.77	7.65
3.2	2.32	1.91	4.43												
4.1	8.83	1.82	16.07	20.95	-2.04	-0.04	1.00	2.00	2.01	-0.75	20.94	-0.07	2.09	3.77	7.58
4.2	2.56	1.91	4.88												
5.1	11.05	1.82	20.11	24.24	0.00	0.00	1.00	2.00	2.01	0.00	24.24	0.00	2.42	3.77	7.58
5.2	2.16	1.91	4.13												
6.1	13.27	1.82	24.16	26.41	15.05	0.26	0.97	2.00	2.07	6.86	25.50	0.69	2.55	3.77	7.80
6.2	1.18	1.91	2.25												
7.1	14.97	1.82	27.25	27.33	24.05	0.41	0.91	2.00	2.19	11.14	24.96	1.11	2.50	3.77	8.26
7.2	0.04	1.91	0.08												
8	14.62	1.82	26.61	26.61	33.75	0.56	0.83	2.00	2.40	14.78	22.13	1.48	2.21	3.77	9.05
9	10.95	1.82	19.93	19.93	44.79	0.70	0.71	2.00	2.81	14.04	14.14	1.40	1.41	3.77	10.59
10	4.49	1.82	8.18	8.18	58.95	0.86	0.52	2.00	3.82	7.01	4.22	0.70	0.42	3.77	14.40
Total										44.64	165.91	4.46	16.59	37.70	89.50

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.12. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

5.6. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas

Kemudian setelah perhitungan gaya pada setiap kondisi, langkah selanjutnya adalah menghitung *safety factor* (SF) dari setiap kondisi yang diperhitungkan. Rumus yang dipakai untuk perhitungan ini adalah rumus 2.71. Hasil rekapitulasi SF dari setiap kondisi adalah sebagai berikut:

- Kondisi Normal $SF > 1.2$
$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U - NE)\tan \phi]}{\Sigma(T + Te)}$$
- Kondisi Gempa $SF > 1.5$
$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U)\tan \phi]}{\Sigma(T)}$$

Tabel 5.10. Rekapitulasi Perhitungan SF

Kondisi	CL	N	U	Ne	Tan ϕ	T	Te	SF (Normal = 1.2)	SF (Gempa = 1.5)
Kosong	90.97	162.56	0.00	4.54	0.31	45.43	16.26	2.26	3.10
Banjir	89.50	169.77	0.00	4.27	0.31	42.72	16.98	2.35	3.31
Penuh	89.50	172.66	0.00	4.23	0.31	42.33	17.27	2.37	3.36
Setengah	89.50	166.96	0.00	4.31	0.31	43.14	16.70	2.33	3.26
Dead Storage	89.50	165.91	0.00	4.46	0.31	44.64	16.59	2.27	3.14

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan di atas diketahui bahwa SF yang didapatkan > dari SF min. Sehingga konstruksi timbunan yang dibangun memenuhi syarat kestabilan.

5.7. Analisis Stabilitas Bendungan Hilir

Analisis stabilitas bendung berfungsi untuk mengetahui apakah konstruksi timbunan yang direncanakan memiliki angka keamanan yang cukup. Angka kemanan yang cukup menggambarkan apakah konstruksi tanah yang dilakukan tidak akan mengalami kelongsoran. Kondisi yang akan disimulasikan pada analisis ini terdiri dari kondisi berikut ini:

- Pada saat kondisi muka air kosong
- Pada saat kondisi muka air banjir
- Pada saat kondisi muka air penuh
- Pada saat kondisi muka air $\frac{1}{2}$ penuh
- Pada saat kondisi muka air setinggi *dead storage*

Kondisi tanah pada konstruksi bendungan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi &= 17^\circ \\ \gamma &= 1.817 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1.913 \text{ t/m}^3 \\ C &= 3.770 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Langkah selanjutnya untuk menghitung kestabilan bendungan adalah menggambar bidang longsor (*slice*) sesuai ketentuan pada tabel 2.15 dimana pada tabel disebutkan bahwa untuk kemiringan lereng 1 : 2 memiliki harga $\alpha=25^\circ$ dan $\beta=35^\circ$. Penggambaran bidang longsor dapat dilihat pad gambar 5.7. Kemudian bidang longsor dibagi menjadi beberapa pias denngan lebar sama. Pada analisis ini bidang longsor dibagi menjadi 10 pias dengan lebar pias masing-masing 2.09 m. Adapun perhitungan kestabilan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

5.7.1. Pada Saat Kondisi Muka Air Kosong

Pada saat muka air kosong terjadi ketika muka air dalam kondisi belum beroperasi. Contoh perhitungan pias pada kondisi ini dalam sebagai berikut:

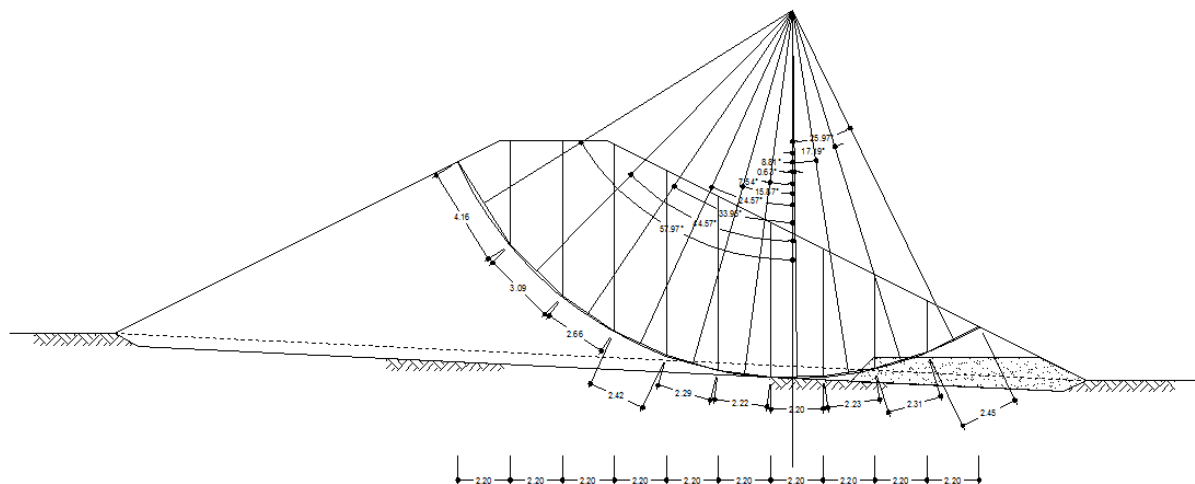
Irisan 1:

1. Irisan
2. $A = 5.06 \text{ m}^2$
3. $\gamma = 1.82 \text{ t/m}^3$
(Kondisi pada tanah kering/tanpa dilewati garis depresi)
4. $W = \gamma \times A$
 $= 1.82 \times 5.06$
 $= 9.20 \text{ ton}$
5. $W_{\text{tot}} = W = 9.20 \text{ ton}$
6. $\alpha = 57.97^\circ$
7. $\sin \alpha = 0.85$
8. $\cos \alpha = 0.53$
9. $b = 2.20 \text{ m}$
10. $L = 4.16 \text{ m}$
11. $T = W \times \sin \alpha$
 $= 9.20 \times (0.85)$
 $= 7.80 \text{ ton-m}$
12. $N = W \times \cos \alpha$
 $= 9.20 \times 0.53$
 $= 4.88 \text{ ton-m}$
13. $N_e = e \times T$
 $= 0.1 \times (7.80)$
 $= 0.78 \text{ ton-m}$
14. $T_e = e \times N$
 $= 0.1 \times 4.88$
 $= 0.488 \text{ ton-m}$
15. $C = 3.77 \text{ t/m}^2$
16. $C \times L = 3.77 \times 4.16$
 $= 15.68 \text{ t/m}$

Tabel 5.11. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Kosong

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	5.06	1.82	9.20	9.20	57.97	0.85	0.53	2.20	4.16	7.80	4.88	0.78	0.49	3.77	15.68
2	12.13	1.82	22.08	22.08	44.57	0.70	0.71	2.20	3.09	15.49	15.73	1.55	1.57	3.77	11.65
3	16.13	1.82	29.36	29.36	33.95	0.56	0.83	2.20	2.66	16.40	24.36	1.64	2.44	3.77	10.03
4	17.33	1.82	31.54	31.54	24.57	0.42	0.91	2.20	2.42	13.12	28.69	1.31	2.87	3.77	9.12
5	17.61	1.82	32.04	32.04	15.87	0.27	0.96	2.20	2.29	8.76	30.82	0.88	3.08	3.77	8.63
6	15.51	1.82	28.23	28.23	7.54	0.13	0.99	2.20	2.22	3.70	27.99	0.37	2.80	3.77	8.37
7	13.18	1.82	23.99	23.99	-0.63	-0.01	1.00	2.20	2.20	-0.26	23.99	-0.03	2.40	3.77	8.29
8	10.28	1.82	18.71	18.71	-8.81	-0.15	0.99	2.20	2.23	-2.87	18.49	-0.29	1.85	3.77	8.41
9	6.70	1.82	12.20	12.20	-17.19	-0.30	0.96	2.20	2.31	-3.60	11.65	-0.36	1.17	3.77	8.71
10	2.39	1.82	4.35	4.35	-25.97	-0.44	0.90	2.20	2.45	-1.90	3.91	-0.19	0.39	3.77	9.24
Total										56.64	190.50	5.66	19.05	37.70	98.13

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.14. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Kosong

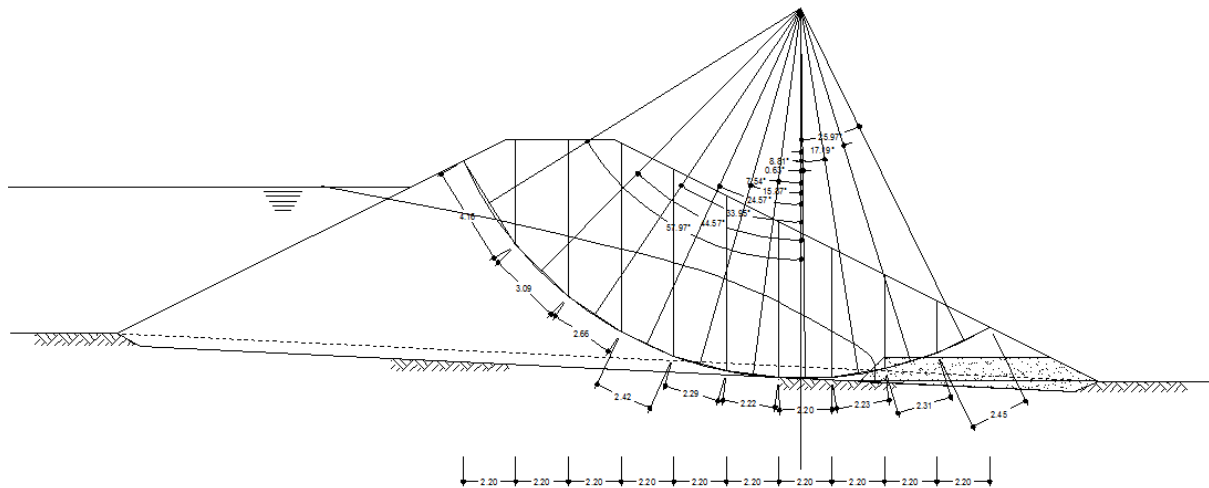
5.7.2. Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir

Untuk kondisi lainnya langkah dan cara perhitungan sama. Hasil perhitungan pada saat koondisi muka air banjir adalah sebagai berikut:

Tabel 5.12. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m2	t/m3	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1.1	4.97	1.82	9.04	9.21	57.97	0.85	0.53	2.20	4.16	7.81	4.88	0.78	0.49	3.77	15.68
1.2	0.09	1.91	0.16												
2.1	8.41	1.82	15.31	22.41	44.57	0.70	0.71	2.20	3.09	15.73	15.97	1.57	1.60	3.77	11.65
2.2	3.72	1.91	7.10												
3.1	9.53	1.82	17.35	29.96	33.95	0.56	0.83	2.20	2.66	16.73	24.85	1.67	2.49	3.77	10.03
3.2	6.60	1.91	12.60												
4.1	9.20	1.82	16.75	32.28	24.57	0.42	0.91	2.20	2.42	13.42	29.35	1.34	2.94	3.77	9.12
4.2	8.13	1.91	15.53												
5.1	8.36	1.82	15.21	32.87	15.87	0.27	0.96	2.20	2.29	8.99	31.62	0.90	3.16	3.77	8.63
5.2	9.25	1.91	17.66												
6.1	7.48	1.82	13.61	28.95	7.54	0.13	0.99	2.20	2.22	3.80	28.70	0.38	2.87	3.77	8.37
6.2	8.03	1.91	15.35												
7.1	7.56	1.82	13.77	24.49	-0.63	-0.01	1.00	2.20	2.20	-0.27	24.49	-0.03	2.45	3.77	8.29
7.2	5.62	1.91	10.73												
8.1	7.90	1.82	14.38	18.92	-8.81	-0.15	0.99	2.20	2.23	-2.90	18.70	-0.29	1.87	3.77	8.41
8.2	2.38	1.91	4.55												
9	6.70	1.91	12.80	12.80	-17.19	-0.30	0.96	2.20	2.31	-3.78	12.23	-0.38	1.22	3.77	8.71
10	2.39	1.91	4.56	4.56	-25.97	-0.44	0.90	2.20	2.45	-2.00	4.10	-0.20	0.41	3.77	9.24
Total										57.53	194.90	5.75	19.49	37.70	98.13

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.15. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

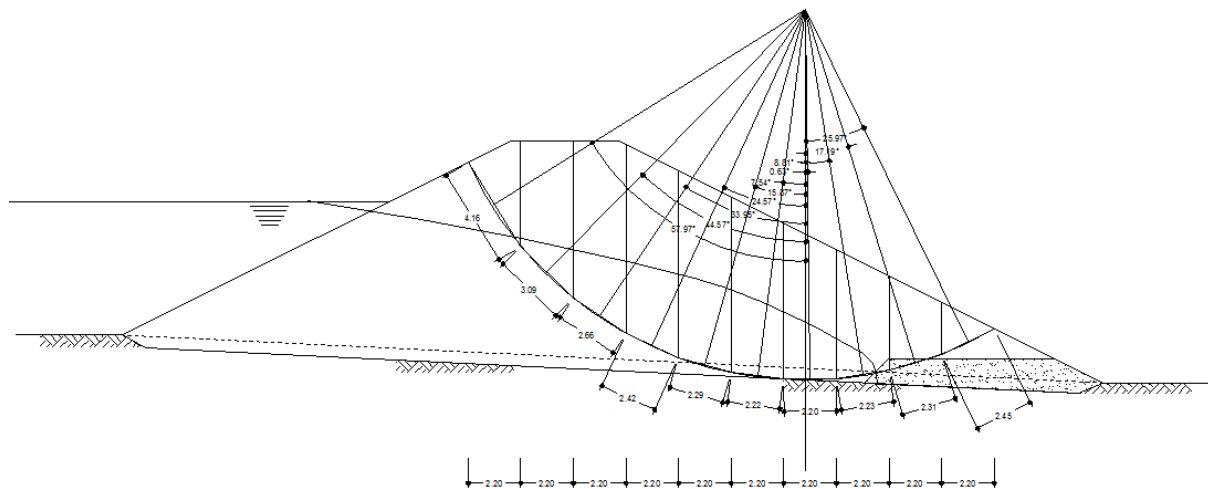
5.7.3. Pada Saat Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

Hasil perhitungan pada saat kondisi muka air penuh (setinggi mercu) adalah sebagai berikut:

Tabel 5.13. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m ²	t/m ³	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1.1	5.02	1.82	9.14	9.20	57.97	0.85	0.53	2.20	4.16	7.80	4.88	0.78	0.49	3.77	15.68
1.2	0.03	1.91	0.06												
2.1	7.58	1.82	13.80	22.49	44.57	0.70	0.71	2.20	3.09	15.78	16.02	1.58	1.60	3.77	11.65
2.2	4.55	1.91	8.69												
3.1	10.61	1.82	19.32	29.86	33.95	0.56	0.83	2.20	2.66	16.68	24.77	1.67	2.48	3.77	10.03
3.2	5.52	1.91	10.54												
4.1	10.19	1.82	18.55	32.19	24.57	0.42	0.91	2.20	2.42	13.38	29.27	1.34	2.93	3.77	9.12
4.2	7.14	1.91	13.64												
5.1	9.07	1.82	16.50	32.81	15.87	0.27	0.96	2.20	2.29	8.97	31.56	0.90	3.16	3.77	8.63
5.2	8.54	1.91	16.31												
6.1	8.37	1.82	15.23	28.87	7.54	0.13	0.99	2.20	2.22	3.79	28.62	0.38	2.86	3.77	8.37
6.2	7.14	1.91	13.65												
7.1	8.19	1.82	14.91	24.44	-0.63	-0.01	1.00	2.20	2.20	-0.27	24.44	-0.03	2.44	3.77	8.29
7.2	4.99	1.91	9.53												
8.1	8.43	1.82	15.34	18.88	-8.81	-0.15	0.99	2.20	2.23	-2.89	18.65	-0.29	1.87	3.77	8.41
8.2	1.85	1.91	3.53												
9	6.70	1.91	12.80	12.80	-17.19	-0.30	0.96	2.20	2.31	-3.78	12.23	-0.38	1.22	3.77	8.71
10	2.39	1.91	4.56	4.56	-25.97	-0.44	0.90	2.20	2.45	-2.00	4.10	-0.20	0.41	3.77	9.24
Total										57.46	194.55	5.75	19.45	37.70	98.13

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.16. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

5.7.4. Pada Saat Kondisi Muka Air Setengah Penuh

Hasil perhitungan pada saat koondisi muka air setengah penuh adalah sebagai berikut:

Tabel 5.14. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m2	t/m3	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	5.06	1.82	9.20	9.20	57.97	0.85	0.53	2.20	4.16	7.80	4.88	0.78	0.49	3.77	15.68
2	12.13	1.82	22.08	22.08	44.57	0.70	0.71	2.20	4.16	15.49	15.73	1.55	1.57	3.77	15.68
3.1	15.44	1.82	28.10	29.43	33.95	0.56	0.83	2.20	4.16	16.43	24.41	1.64	2.44	3.77	15.68
3.2	0.69	1.91	1.33												
4.1	14.65	1.82	26.66	31.79	24.57	0.42	0.91	2.20	4.16	13.22	28.91	1.32	2.89	3.77	15.68
4.2	2.68	1.91	5.13												
5.1	13.90	1.82	25.30	32.37	15.87	0.27	0.96	2.20	4.16	8.85	31.14	0.89	3.11	3.77	15.68
5.2	3.70	1.91	7.08												
6.1	11.90	1.82	21.66	28.55	7.54	0.13	0.99	2.20	4.16	3.75	28.31	0.37	2.83	3.77	15.68
6.2	3.61	1.91	6.89												
7.1	10.79	1.82	19.64	24.20	-0.63	-0.01	1.00	2.20	4.16	-0.27	24.20	-0.03	2.42	3.77	15.68
7.2	2.39	1.91	4.57												
8.1	9.87	1.82	17.96	18.75	-8.81	-0.15	0.99	2.20	4.16	-2.87	18.53	-0.29	1.85	3.77	15.68
8.2	0.41	1.91	0.79												
9	6.70	1.82	12.20	12.20	-17.19	-0.30	0.96	2.20	4.16	-3.60	11.65	-0.36	1.17	3.77	15.68
10	2.39	1.82	4.35	4.35	-25.97	-0.44	0.90	2.20	4.16	-1.90	3.91	-0.19	0.39	3.77	15.68
Total										56.90	191.66	5.69	19.17	37.70	156.83

(Sumber : Perhitungan)

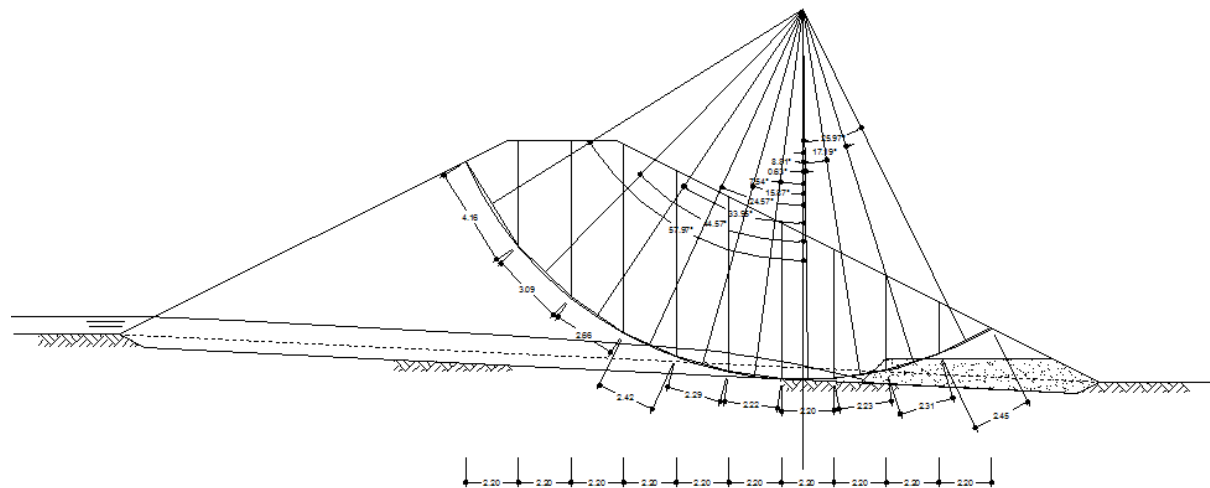
5.7.5. Pada Saat Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

Hasil perhitungan pada saat koondisi muka air setinggi *dead storage* adalah sebagai berikut:

Tabel 5.15. Perhitungan Gaya Pada Pias Bidang Longsor Kondisi Muka Air Banjir

Irisan	A	g	W	W tot	a	sin a	cos a	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	m2	t/m3	ton	ton				m	m	w sin a	w cos a	e.T	e.N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	5.06	1.82	9.20	9.20	0.00	0.00	1.00	2.20	4.16	0.00	9.20	0.00	0.92	3.77	15.68
2	12.13	1.82	22.08	22.08	57.97	0.85	0.53	2.20	4.16	18.72	11.71	1.87	1.17	3.77	15.68
3	16.13	1.82	29.36	29.36	33.95	0.56	0.83	2.20	4.16	16.40	24.36	1.64	2.44	3.77	15.68
4.1	17.15	1.82	31.22	31.56	24.57	0.42	0.91	2.20	4.16	13.12	28.70	1.31	2.87	3.77	15.68
4.2	0.18	1.91	0.34												
5.1	16.33	1.82	29.71	32.16	15.87	0.27	0.96	2.20	4.16	8.79	30.93	0.88	3.09	3.77	15.68
5.2	1.28	1.91	2.44												
6.1	13.87	1.82	25.24	28.38	7.54	0.13	0.99	2.20	4.16	3.72	28.13	0.37	2.81	3.77	15.68
6.2	1.64	1.91	3.14												
7.1	12.14	1.82	22.09	24.08	-0.63	-0.01	1.00	2.20	4.16	-0.26	24.08	-0.03	2.41	3.77	15.68
7.2	1.04	1.91	1.99												
8.1	10.21	1.82	18.58	18.72	-8.81	-0.15	0.99	2.20	4.16	-2.87	18.50	-0.29	1.85	3.77	15.68
8.2	0.07	1.91	0.13												
9	6.70	1.82	12.20	12.20	-17.19	-0.30	0.96	2.20	4.16	-3.60	11.65	-0.36	1.17	3.77	15.68
10	2.39	1.82	4.35	4.35	-25.97	-0.44	0.90	2.20	4.16	-1.90	3.91	-0.19	0.39	3.77	15.68
Total										52.12	191.17	5.21	19.12	37.70	156.83

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.18. Bidang Longsor Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

5.8. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas

Kemudian setelah perhitungan gaya pada setiap kondisi, langkah selanjutnya adalah menghitung *safety factor* (SF) dari setiap kondisi yang diperhitungkan. Rumus yang dipakai untuk perhitungan ini adalah rumus 2.71. Hasil rekapitulasi SF dari setiap kondisi adalah sebagai berikut:

- Kondisi Normal $SF > 1.2$
$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U - NE)\tan \phi]}{\Sigma(T + Te)}$$
- Kondisi Gempa $SF > 1.5$
$$SF = \frac{\Sigma[C.L + (N - U)\tan \phi]}{\Sigma(T)}$$

Tabel 5.16. Rekapitulasi Perhitungan SF

Kondisi	CL	N	U	Ne	Tan ϕ	T	Te	SF (Normal = 1.2)	SF (Gempa = 1.5)
Kosong	98.13	190.50	0.00	5.66	0.31	56.64	19.05	2.04	2.76
Banjir	98.13	194.90	0.00	5.75	0.31	57.53	19.49	2.03	2.74
Penuh	98.13	194.55	0.00	5.75	0.31	57.46	19.45	2.03	2.74
Setengah	156.83	191.66	0.00	5.69	0.31	56.90	19.17	2.81	3.79
Dead Storage	156.83	191.17	0.00	5.21	0.31	52.12	19.12	3.00	4.13

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan di atas diketahui bahwa SF yang didapatkan $>$ dari SF min. Sehingga konstruksi timbunan yang dibangun memenuhi syarat kestabilan.

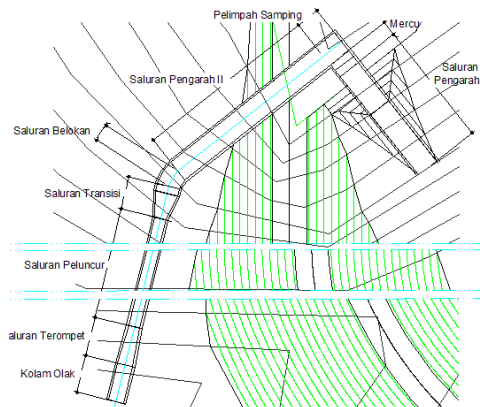
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

ANALISA BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY)

6.1. Pelimpah (*Spillway*)

Tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan, yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Pada perencanaan ini pelimpah yang dipakai adalah pelimpah terbuka yang terbuat dari beton bertulang. Skema pelimpah pada perencanaan ini dapat dilihat pada gambar 6.1 berikut ini:



Gambar 6.1 Skema Bangunan Pelimpah

6.2. Saluran Pengarah I

Berdasarkan data yang didapatkan dari perhitungan sebelumnya diketahui bahwa:

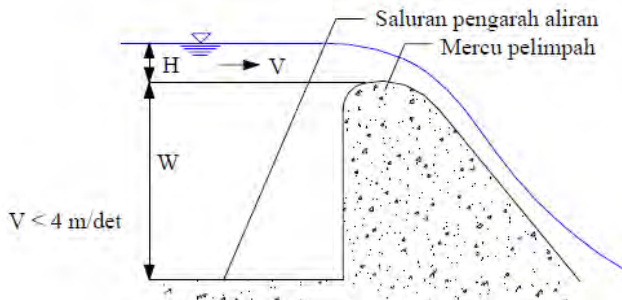
$$Q = 2.87 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_o = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Pelimpah (B1)} = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelimpah (H}_p\text{)} = 0.60 \text{ m}$$

Saluran pengarah aliran dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya tidak melebihi 4 m/dt dengan lebar semakin mengecil ke arah hilir. Apabila kecepatan aliran melebihi 4m/det, maka aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas alirannya akan menurun. Disamping itu aliran helisoidal tersebut akan mengakibatkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah tersebut (Sosrodarsono,1976)



Gambar 6.2 Aliran Air di Atas Mercu Pelimpah

$$\begin{aligned}
 Q &= V \times A \\
 2.87 &= V \times [(1.1+0.55) \times 3] \\
 2.87 &= V \times [6.20] \\
 V &= 1.74 \text{ m/dt} \quad (< 4 \text{ m/dt}) \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

6.3 Analisa Pelimpah

Pada perencanaan ini dipakai mercu Ogge Tipe I dengan hulu tegak. Pemakaian tipe mercu ini didasarkan karena mercu ini memiliki tingkat kesulitan pengerjaan yang rendah dan juga umum digunakan pada bendungan atau embung tipe urugan. Untuk merencanakan mercu Ogge yang akan dipakai terlebih dahulu diperlukan data primer. Data primer yang dipakai untuk merencanakan mercu ini didapatkan dari analisa sebelumnya pada

reservoir routing. Data yang dipakai antara lain adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q &= 2.87 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 Ho &= \text{Elevasi banjir} - \text{elevasi mercu} \\
 &= 136.65 - 136.10 \\
 &= 0.55 \text{ m} \\
 \text{Lebar pelimpah} &= 3.00 \text{ m} \\
 \text{Tinggi pelimpah} &= 0.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penampang melintang mercu ogge yang digunakan dengan metode C.E.D.D.U.S Army (Civil Engginering Departement US Army). Metode tersebut akan menghasilkan penampang melintang bendung.

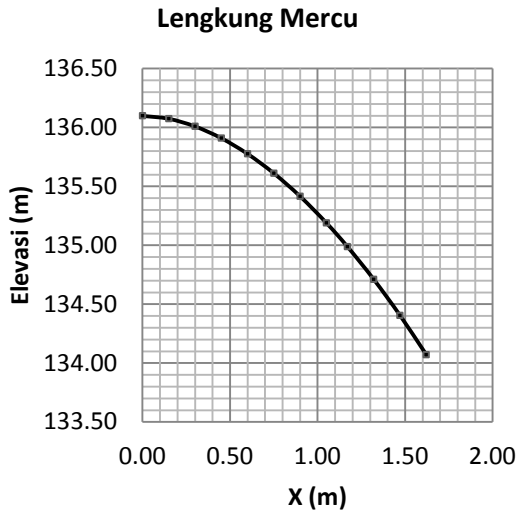
$$\begin{aligned}
 X^{1.85} &= 2 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y \\
 X^{1.85} &= 2 \cdot 0.55^{0.85} \cdot Y \\
 Y &= 0.83 X^{1.85}
 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan persamaan di atas dapat dilihat pad tabel di bawah ini:

Tabel 6.1. Tabel Lengkung Mercu Hilir

x	y	Elevasi
0.00	0.00	136.10
0.15	0.02	136.08
0.30	0.09	136.01
0.45	0.19	135.91
0.60	0.32	135.78
0.75	0.49	135.61
0.85	0.62	135.48

(Sumber : Perhitungan)

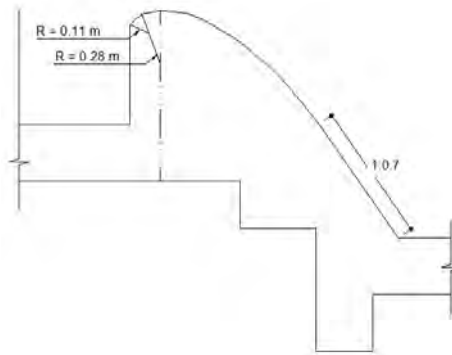


Gambar 6.3 Grafik Lengkung Mercu Ogge

Perhitungan hulu mercu menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar 2.4 mercu ogge tipe I. Perhitungan desain hulu mercu ogge adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 X1 &= 0.175 \times H_o \\
 &= 0.175 \times 0.55 \\
 &= 0.10 \text{ m} \\
 X2 &= 0.282 \times H_o \\
 &= 0.282 \times 0.55 \\
 &= 0.16 \text{ m} \\
 R1 &= 0.2 \times H_o \\
 &= 0.2 \times 0.55 \\
 &= 0.11 \text{ m} \\
 R2 &= 0.5 \times H_o \\
 &= 0.5 \times 0.55 \\
 &= 0.28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya berdasarkan perhitungan hilir dan hulu mercu di atas maka langkah selanjutnya adalah desain mercu pelimpah. Desain mercu pelimpah berdasarkan perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut:



Gambar 6.4 Potongan Melintang Mercu Pelimpah

6.4. Pelimpah Samping

Perhitungan tinggi energi pada bagian hilir saluran pelimpah samping menggunakan rumus dasar sebagai berikut:

- Tinggi Kritis

$$d_c = (q^2/g)^{1/3}$$

$$d_c = ((2.87/3)^2/9.8)^{1/3} = 0.454 \text{ m}$$
- Kecepatan Kritis

$$V_c = q/d_c$$

$$V_c = 0.96/0.454 = 2.11 \text{ m/dt}$$
- Tinggi Kecepatan

$$H_{vc} = V_c^2/2g$$

$$H_{vc} = 2.11^2/2*9.8 = 0.23 \text{ m}$$

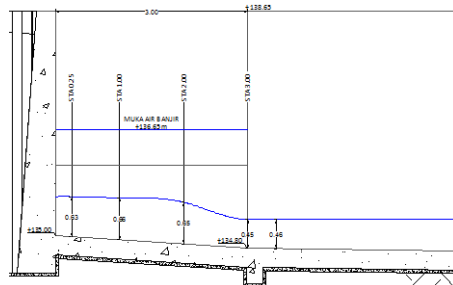
6.4.1. Perhitungan Muka Air Sepanjang Pelimpah

Untuk menghitung muka air sepanjang pelimpah digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_1 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Berikut adalah tabel perhitungan muka air pada pelimpah:

Tabel 6.2. Tabel Perhitungan Muka Air Sepanjang Pelimpah

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Sta	dx	El. Botom	Trial dy	Water Surface	d	A	Q	v	$Q_1 + Q_2$	$\frac{Q_1}{g(Q_1 + Q_2)}$	$v_1 + v_2$	$v_1 - v_2$	$Q_2 - Q_1$	$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	$V_2 \times (16)$	$(13) + (16)$	$dy = (11) \times (12) \times (17)$	Remarks
3	0.00	134.80	0.00	135.25	0.45	1.36	2.87	2.11										
2	1.00	134.86	0.40	135.65	0.79	2.38	1.91	0.80	4.78	0.04	2.91	1.31	0.96	0.50	1.05	2.36	0.28	To Low
			0.27	135.52	0.66	1.99	1.91	0.96	4.78	0.04	3.07	1.15	0.96	0.50	1.05	2.20	0.28	OK
1	1.00	134.93	0.20	135.72	0.79	2.38	0.96	0.40	2.87	0.03	1.36	0.56	0.96	1.00	0.96	1.52	0.07	To Low
			0.07	135.59	0.66	1.99	0.96	0.48	2.87	0.03	1.44	0.48	0.96	1.00	0.96	1.44	0.07	OK
0.25	0.75	135.00	0.10	135.69	0.69	2.08	0.24	0.11	1.20	0.02	0.60	0.37	0.72	3.00	1.44	1.81	0.02	To Low
			0.02	135.61	0.61	1.84	0.24	0.13	1.20	0.02	0.61	0.35	0.72	3.00	1.44	1.79	0.02	OK

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 6.5 Muka Air Sepanjang Pelimpah Samping

6.5. Saluran Pengarah II

Saluran pengatur merupakan saluran yang terletak setelah saluran pelimpah samping. Saluran ini menghubungkan antara saluran pelimpah dan saluran belokan. Lebar saluran ini sama dengan lebar saluran pelimpah yaitu 3.00 m.

6.5.1 Bagian Hulu

Langkah pertama untuk mengetahui tinggi energi pada bagian hulu adalah mengetahui kedalaman aliran hulu (d_1). Kedalaman aliran hulu (d_1) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu $d_2 = 0.45$ m.



Gambar 6.6. Garis Energi Saluran Pengarah II

Perhitungan tinggi energi pada bagian hulu saluran pengarah II sama dengan perhitungan tinggi energi pada bagian

hilir pelimpah samping. Perhitungan tinggi energi pada bagian ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 2.11 \text{ m/dt} \\
 D_c &= 0.454 \text{ m} \\
 n &= 0.011 \text{ (beton acian)} \\
 K &= 0.2 \\
 B_1 &= 3.00 \text{ m} \\
 A_c &= B \times d_c \\
 &= 3 \times 0.45 = 1.36 \text{ m}^2 \\
 P_c &= B + 2d_c \\
 &= 3.00 + 2(0.45) = 3.91 \text{ m} \\
 R_c^{4/3} &= (A/P)^{4/3} \\
 &= (1.36/3.91)^{4/3} = 0.003 \\
 S_c &= (V^2 \times n^2) / R^{4/3} \\
 &= (2.11^2 \times 0.011^2) / 0.003 = 0.003 \\
 Z_c &= 135.00 \text{ m} \\
 E_c &= Z_1 + d_1 + (v_1^2 / 2g) \\
 &= 135.00 + 0.45 + (2.11^2 / 2 \times 9.8) \\
 &= 135.65 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6.5.2 Bagian Hilir

Untuk menghitung kecepatan (V_2) dan kedalaman (d_2) fluida pada bagian hilir digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_2 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Langkah perhitungan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 0.1 \text{ m (misal)} \\
 B_2 &= 3.00 \text{ m} \\
 A_2 &= B_2 \times d_1 \\
 &= 3 \times 0.10 = 0.30 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= B + 2d_2 \\
 &= 3.00 + 2(0.10) = 3.20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_2^{4/3} &= (A_2/P_2)^{4/3} \\
 &= (0.30/3.20)^{4/3} = 0.04 \\
 V_2 &= Q/A_2 \\
 &= 2.90 / 0.3 = 9.56 \text{ m/dt} \\
 S_2 &= (V_2^2 \times n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (9.56^2 \times 0.011^2) / 0.04 = 0.309 \\
 S_{rata} &= (S_1 + S_2) / 2 \\
 &= (0.002 + 0.309) / 2 = 0.15 \\
 hf &= S_{rata} \times L \\
 &= 0.15 \times 31.20 = 4.83 \text{ m} \\
 h_e &= K (dV^2 / 2g) \\
 &= 0.02 \text{ m} \\
 Z_2 &= 134.50 \text{ m} \\
 v_2^2 / 2g &= (9.56^2 / 2(9.8)) = 4.67 \text{ m} \\
 E_2 &= Z_2 + d_2 + (v_2^2 / 2g) + hf + h_e \\
 &= 134.50 + 0.10 + 4.67 + 4.83 + 0.02 \\
 &= 143.10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan trial $d_1 = 0.1$ m di atas diketahui bahwa nilai E_2 tidak sama dengan E_1 . Hal ini berarti nilai $d_1 = 0.1$ m bukan merupakan kedalaman aliran pada bagian hilir. Sehingga langkah selanjutnya adalah melakukan *trial* ulang kedalaman aliran pada bagian hilir sampai mendapatkan nilai $E_1 = E_2$. Perhitungan *trial* kedalaman aliran pada bagian hilir selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 6.3 Perhitungan Nilai E_2 terhadap Variasi d_2 .

d2	B ₂	P ₂	A ₂	R ₂ ^{4/3}	V ₂	S ₂	S _{rata}	Z ₂	hf	h _e	v ₂ ² /2g	E ₂	E ₁	dE
m	m	m	m ²		m/dt			m	m	m	m	m	m	m
0.10	3.00	3.20	0.30	0.04	9.56	0.309	0.155	134.50	3.81	0.02	4.67	143.10	135.65	7.45
0.26	3.00	3.52	0.78	0.13	3.68	0.015	0.007	134.50	0.18	0.02	0.69	135.65	135.65	0.00
0.40	3.00	3.80	1.20	0.22	2.39	0.004	0.002	134.50	0.05	0.02	0.29	135.26	135.65	-0.39

(Sumber : perhitungan)

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa $E_1 = E_2$ pada $d_2 = 0.26$ m. Sehingga tinggi aliran pada bagian hilir saluran pengarah adalah 0.26 m.

6.6 Saluran Belokan

Saluran belokan berfungsi untuk mengalirkan akibat posisi sumbu saluran yang tidak tepat sejajar. Pada saluran belokan muka air antara sisi dalam dan sisi luar memiliki beda tinggi. Hal ini diakibatkan oleh aliran superkritis pada saluran melengkung.

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diketahui bahwa data saluran pada hulu saluran belokan adalah sebagai berikut:

Data saluran:

Q	= 2.87 m ³ /dt
B	= 3.00 m
Z	= 133.60 m
d_1	= 0.30 m
V_1	= 3.19 m/dt
n	= 0.011

Berdasarkan data di atas maka kecepatan pada saluran belokan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\tan \theta = 2V^2/gR$$

Dimana:

Tan θ	= sudut kelengkungan
V	= kecepatan aliran
R	= jari-jari belokan

(Suyono Sosrodarsono)

- Tikungan dalam ($R = 2.10$ m)
 $\tan 38.04^\circ = 2V^2/9.8/2.10$
 $V = 2.84$ m/dt

- Tikungan luar ($R = 5.10 \text{ m}$)
 $\tan 38.04^\circ = \frac{2V^2}{9.8 \cdot 5.10}$
 $V = 4.42 \text{ m/dt}$
- Tikungan dalam ($R = 3.60 \text{ m}$)
 $\tan 38.04^\circ = \frac{2V^2}{9.8 \cdot 3.60}$
 $V = 3.68 \text{ m/dt}$

Sedangkan beda tinggi muka air pada bagian sisi luar dan sisi dalam belokan dilakukan dengan menggunakan pendekatan Apmann yang mengasumsikan kecepatan yang berbeda sehingga rumusnya adalah sebagai berikut:

$$dh = \frac{KV^2}{2g} \quad (\text{syarat } K = B/R < 0.7)$$

dimana:

B = lebar saluran
 R = jari-jari kelengkungan saluran

$$dh = \frac{0.7(3.68^2/2/9.8)}$$

$$dh = 0.48 \text{ m}$$

Untuk itu untuk ada pertimbangan dalam merancang aliran superkritis yaitu dengan memperkecil superelevasi dan pola gangguan gelombang silang. Knapp memberikan beberapa metode berikut:

- a) Miring tikungan (Bangking)
 Adanya pemakaian dasar yang dimiringkan sebesar :

$$S = \frac{V^2}{gR}$$

- b) Baling-baling lengkung majemuk
 c) Lengkung transisi

d) Ambang diagonal

(Van Te Chow)

Pada perencanaan ini hanya memakai satu metode untuk mengurangi superelevasi yang terjadi yaitu dengan membuat dasar dasar dari saluran menjadi miring (miring tikungan).

$$S = 3.68^2 / 9.8 / 3.60$$

$$S = 0.276$$

6.6.1 Tinggi Energi Hulu Belokan

Langkah pertama untuk mengetahui tinggi energi pada bagian hulu adalah mengetahui kedalaman aliran hulu (d_1). Kedalaman aliran hulu (d_1) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu $d_1 = 0.30$ m. Untuk perhitungan tinggi energi pada bagian hulu saluran transisi adalah sebagai berikut:

$$d_1 = 0.26 \text{ m}$$

$$V_1 = Q/A$$

$$= 2.87 / (3.00 \times 0.26) = 3.68 \text{ m/dt}$$

$$n = 0.011 \text{ (beton acian)}$$

$$K = 0.2$$

$$B_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$L = 2.39 \text{ m}$$

$$A_1 = B \times d_1$$

$$= 3 \times 0.26 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$P_1 = B + 2d_1$$

$$= 3.00 + 2(0.26) = 3.52 \text{ m}$$

$$R_1^{4/3} = (A_1/P_1)^{4/3}$$

$$= (0.78/3.52)^{4/3} = 0.13$$

$$S_1 = (V^2 \times n^2) / R^{4/3}$$

$$= (3.68^2 \times 0.011^2) / 0.13 = 0.001$$

$$Z_1 = 134.50 \text{ m}$$

$$E_1 = Z_1 + d_1 + (v_1^2 / 2g)$$

$$= 134.50 + 0.26 + (3.68^2 / 2 \times 9.8)$$

$$= 135.45 \text{ m}$$

6.6.2 Tinggi Energi Hilir

Untuk menghitung kecepatan (V_2) dan kedalaman (d_2) fluida pada bagian hilir digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_2 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Langkah perhitungan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 0.1 \text{ m (misal)} \\
 B_2 &= 3.00 \text{ m} \\
 A_2 &= B_2 \times d_1 \\
 &= 3.00 \times 0.10 &= 0.30 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= B + 2d_2 \\
 &= 3.00 + 2(0.10) &= 3.20 \text{ m} \\
 R_2^{4/3} &= (A_2/P_2)^{4/3} \\
 &= (0.30/3.20)^{4/3} &= 0.04 \\
 V_2 &= Q/A_2 \\
 &= 2.87 / 0.30 &= 9.56 \text{ m/dt} \\
 S_2 &= (V_2^2 \times n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (9.56^2 \times 0.011^2) / 0.04 = 0.15 \\
 S_{rata} &= (S_1 + S_2) / 2 \\
 &= (0.001 + 0.15) / 2 &= 0.15 \\
 hf &= S_{rata} \times L \\
 &= 0.15 \times 2.39 &= 0.37 \text{ m} \\
 he &= K (dV^2 / 2g) \\
 &= 0.80 \text{ m} \\
 Z_2 &= 133.00 \text{ m} \\
 v_2^2 / 2g &= (9.56^2 / 2(9.8)) &= 4.67 \text{ m} \\
 E_2 &= Z_2 + d_2 + (v_2^2 / 2g) + hf + he \\
 &= 134.30 + 0.10 + 4.67 + 0.37 + 0.80 \\
 &= 140.23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan trial $d_1 = 0.1 \text{ m}$ di atas diketahui bahwa nilai E_2 tidak sama dengan E_1 . Hal ini berarti nilai $d_1 = 0.1 \text{ m}$ bukan merupakan kedalaman aliran pada bagian hilir.

Sehingga langkah selanjutnya adalah melakukan *trial* ulang kedalaman aliran pada bagian hilir sampai mendapatkan nilai $E_1 = E_2$. Perhitungan *trial* kedalaman aliran pada bagian hilir selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 6.4 Perhitungan Nilai E_2 terhadap Variasi d_2

d_2	B_2	P_2	A_2	$R_2^{4/3}$	V_2	S_2	S_{rata}	Z_2	h_f	h_e	$v_2^2/2g$	E_2	E_1	dE
m	m	m	m ²		m/dt			m	m	m	m	m	m	m
0.10	3.00	3.20	0.30	0.04	9.56	0.309	0.155	134.30	0.37	0.80	4.67	140.23	135.45	4.78
0.23	3.00	3.46	0.69	0.12	4.16	0.021	0.011	134.30	0.03	0.04	0.88	135.48	135.45	0.03
0.30	3.00	3.60	0.90	0.16	3.19	0.009	0.005	134.30	0.01	0.03	0.52	135.16	135.45	-0.29

(Sumber : perhitungan)

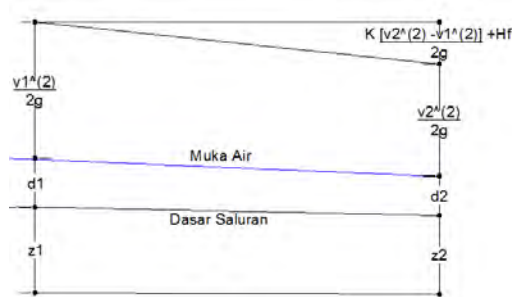
Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa $E_1 = E_2$ pada $d_2 = 0.23$ m. Sehingga tinggi aliran pada bagian hilir saluran belokan adalah 0.23 m.

6.7 Saluran Transisi

Saluran transisi dibuat dengan dinding tegak yang semakin menyempit ke arah hilir dengan inklinasi $12^030'$ terhadap sumbu. Pada perencanaan ini direncanakan lebar saluran pada bagian hulu (B_1) = 3.00 m dan lebar saluran pada bagian hilir (B_2) = 1.50 m. Sehingga panjang saluran ini dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 B_1 &= 3.00 \text{ m} \\
 B_2 &= 1.50 \text{ m} \\
 \theta &= 12.50^0 \\
 L &= \frac{0.75(B_1 - B_2)}{\tan \theta} \\
 L &= \frac{0.75(3.00 - 1.50)}{\tan 12.50^0} \\
 L &= 3.38 \approx 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Setelah panjang saluran transisi diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung garis energi pada saluran transisi. Adapaun garis tinggi energi pada saluran transisi adalah sebagai berikut:



Gambar 6.7 Garis Energi Saluran Transisi

6.7.1 Tinggi Energi Hulu

Langkah pertama untuk mengetahui tinggi energi pada bagian hulu adalah mengetahui kedalaman aliran hulu (d_1). Kedalaman aliran hulu (d_1) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu $d_1 = 0.20$ m. Untuk perhitungan tinggi energi pada bagian hulu saluran transisi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_1 &= 0.23 \text{ m} \\
 V_1 &= Q/A \\
 &= 2.87 / (3.00 \times 0.23) = 4.16 \text{ m/dt} \\
 n &= 0.011 \text{ (beton acian)} \\
 K &= 0.2 \\
 B_1 &= 3.00 \text{ m} \\
 L &= 3.40 \text{ m} \\
 A_1 &= B \times d_1 \\
 &= 3 \times 0.23 = 0.69 \text{ m}^2 \\
 P_1 &= B + 2d_1 \\
 &= 3.00 + 2(0.23) = 3.46 \text{ m} \\
 R_1^{4/3} &= (A_1/P_1)^{4/3} \\
 &= (0.69/3.46)^{4/3} = 0.10
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_1 &= (V^2 \times n^2) / R^{4/3} \\
 &= (4.16^2 \times 0.011^2) / 0.10 = 0.021 \\
 Z_1 &= 134.30 \text{ m} \\
 E_1 &= Z_1 + d_1 + (v_1^2 / 2g) \\
 &= 134.30 + 0.26 + (4.16^2 / 2 \times 9.8) \\
 &= 135.41 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6.7.2 Tinggi Energi Hilir

Untuk menghitung kecepatan (V_2) dan kedalaman (d_2) fluida pada bagian hilir digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_2 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Langkah perhitungan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 0.2 \text{ m (misal)} \\
 B_2 &= 1.50 \text{ m} \\
 A_2 &= B_2 \times d_1 \\
 &= 1.50 \times 0.20 = 0.30 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= B + 2d_2 \\
 &= 1.50 + 2(0.20) = 1.90 \text{ m} \\
 R_2^{4/3} &= (A_2 / P_2)^{4/3} \\
 &= (0.30 / 1.90)^{4/3} = 0.09 \\
 V_2 &= Q / A_2 \\
 &= 2.87 / 0.30 = 9.56 \text{ m/dt} \\
 S_2 &= (V_2^2 \times n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (9.56^2 \times 0.011^2) / 0.09 = 0.154 \\
 S_{rata} &= (S_1 + S_2) / 2 \\
 &= (0.021 + 0.154) / 2 = 0.088 \\
 hf &= S_{rata} \times L \\
 &= 0.088 \times 3.40 = 0.30 \text{ m} \\
 he &= K (dV^2 / 2g) \\
 &= 0.76 \text{ m} \\
 Z_2 &= 133.70 \text{ m} \\
 v_2^2 / 2g &= (9.56^2 / 2 \times 9.8) = 4.67 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_2 &= Z_2 + d_2 + (v_2^2/2g) + hf + h_e \\
 &= 133.70 + 0.20 + 4.67 + 0.30 + 0.76 \\
 &= 139.62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan trial $d_1 = 0.1$ m di atas diketahui bahwa nilai E_2 tidak sama dengan E_1 . Hal ini berarti nilai $d_1 = 0.1$ m bukan merupakan kedalaman aliran pada bagian hilir. Sehingga langkah selanjutnya adalah melakukan *trial* ulang kedalaman aliran pada bagian hilir sampai mendapatkan nilai $E_1 = E_2$. Perhitungan *trial* kedalaman aliran pada bagian hilir selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 6.5 Perhitungan Nilai E_2 terhadap Variasi d_2

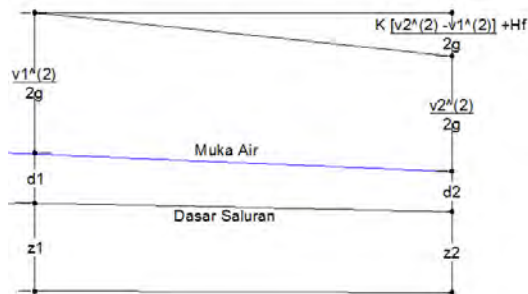
d_2	B_2	P_2	A_2	$R_2^{4/3}$	V_2	S_2	S_{rata}	Z_2	hf	h_e	$v_2^2/2g$	E_2	E_1	dE
m	m	m	m ²		m/dt			m	m	m	m	m	m	m
0.20	1.50	1.90	0.30	0.09	9.56	0.154	0.088	133.70	0.30	0.76	4.67	139.62	135.41	4.21
0.40	1.50	2.30	0.60	0.17	4.78	0.020	0.021	133.70	0.07	0.06	1.17	135.39	135.41	-0.02
0.50	1.50	2.50	0.75	0.20	3.83	0.010	0.016	133.70	0.05	0.03	0.75	135.03	135.41	-0.38

(Sumber : perhitungan)

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa $E_1 = E_2$ pada $d_2 = 0.40$ m. Sehingga tinggi aliran pada bagian hilir saluran transisi adalah 0.40 m.

6.8 Saluran Peluncur

Saluran peluncur dibuat dengan dinding tegak dengan kemiringan yang menyesuaikan dengan kemiringan lapangan. Panjang saluran peluncur didapatkan dari gambar rencana *spillway* yaitu m. Setelah panjang saluran peluncur diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung garis energi pada saluran transisi. Adapaun garis tinggi energi pada saluran transisi adalah sebagai berikut:



Gambar 6.8 Garis Energi Saluran Peluncur

6.8.1 Tinggi Energi Hulu

Langkah pertama untuk mengetahui tinggi energi pada bagian hulu adalah mengetahui kedalaman aliran hulu (d_1). Kedalaman aliran hulu (d_1) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu $d_1 = 0.27$ m. Untuk perhitungan tinggi energi pada bagian hulu saluran transisi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_1 &= 0.40 \text{ m} \\
 V_1 &= Q/A \\
 &= 2.90 / (3.00 \times 0.40) = 4.78 \text{ m/dt} \\
 n &= 0.011 \text{ (beton acian)} \\
 K &= 0.2 \\
 B_1 &= 1.50 \text{ m} \\
 L &= 39.67 \text{ m} \\
 A_1 &= B \times d_1 \\
 &= 1.50 \times 0.40 = 0.60 \text{ m}^2 \\
 P_1 &= B + 2d_1 \\
 &= 1.50 + 2(0.40) = 2.30 \text{ m} \\
 R_1^{4/3} &= (A_1/P_1)^{4/3} \\
 &= (0.60/2.30)^{4/3} = 0.17 \\
 S_1 &= (V^2 \times n^2) / R^{4/3} \\
 &= (4.78^2 \times 0.011^2) / 0.17 = 0.020 \\
 Z_1 &= 133.70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_1 &= Z_1 + d_1 + (v_1^2/2g) \\
 &= 133.70 + 0.40 + (4.78^2/2 \cdot 9.8) \\
 &= 135.27 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6.8.2 Tinggi Energi Hilir

Untuk menghitung kecepatan (V_2) dan kedalaman (d_2) fluida pada bagian hilir digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_2 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Langkah perhitungan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 0.2 \text{ m (misal)} \\
 B_2 &= 1.50 \text{ m} \\
 A_2 &= B_2 \times d_1 \\
 &= 1.50 \times 0.20 = 0.30 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= B + 2d_2 \\
 &= 1.50 + 2(0.20) = 1.90 \text{ m} \\
 R_2^{4/3} &= (A_2/P_2)^{4/3} \\
 &= (0.30/1.90)^{4/3} = 0.09 \\
 V_2 &= Q/A_2 \\
 &= 2.87 / 0.30 = 9.56 \text{ m/dt} \\
 S_2 &= (V_2^2 \times n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (9.56^2 \times 0.011^2) / 0.09 = 0.154 \\
 S_{rata} &= (S_1 + S_2)/2 \\
 &= (0.020 + 0.154)/2 = 0.087 \\
 hf &= S_{rata} \times L \\
 &= 0.38 \times 39.67 = 3.45 \text{ m} \\
 h_e &= K (dV^2/2g) \\
 &= 0.70 \text{ m} \\
 Z_2 &= 128.75 \text{ m} \\
 v_2^2/2g &= (9.56^2/2 \cdot 9.8) = 4.67 \text{ m} \\
 E_2 &= Z_2 + d_2 + (v_2^2/2g) + hf + h_e \\
 &= 128.75 + 0.20 + 4.67 + 3.45 + 0.70 \\
 &= 137.77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan trial $d_1 = 0.2$ m di atas diketahui bahwa nilai E_2 tidak sama dengan E_1 . Hal ini berarti nilai $d_1 = 0.2$ m bukan merupakan kedalaman aliran pada bagian hilir. Sehingga langkah selanjutnya adalah melakukan *trial* ulang kedalaman aliran pada bagian hilir sampai mendapatkan nilai $E_1 = E_2$. Perhitungan *trial* kedalaman aliran pada bagian hilir selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 6.6 Perhitungan Nilai E_2 terhadap Variasi d_2

d_2	B_2	P_2	A_2	$R_2^{4/3}$	V_2	S_2	S_{rata}	Z_2	hf	he	$v_2^2/2g$	E_2	E_1	dE
m	m	m	m ²		m/dt			m	m	m	m	m	m	m
0.20	1.50	1.90	0.30	0.09	9.56	0.154	0.087	128.75	3.45	0.70	4.67	137.77	135.27	2.50
0.23	1.50	1.96	0.35	0.10	8.32	0.101	0.060	128.75	2.39	0.47	3.53	135.38	135.27	0.11
0.30	1.50	2.10	0.45	0.13	6.38	0.046	0.033	128.75	1.30	0.18	2.07	132.60	135.27	-2.66

(Sumber : perhitungan)

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa $E_1 = E_2$ pada $d_2 = 0.23$ m. Sehingga tinggi aliran pada bagian hilir saluran peluncur adalah 0.23 m.

6.9 Saluran Terompet

Saluran terompet dibuat dengan dinding tegak yang semakin melebar ke arah hilir dengan inklinasi sesuai dengan bilangan Froude (Fr). Kemudian setelah nilai bilangan Froude diketahui maka perhitungan bisa dilanjutkan untuk mencari panjang saluran ini. Berikut adalah perhitungan panjang saluran terompet:

$$B_1 = 1.50 \text{ m}$$

$$B_2 = 2.00 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g d}} = \frac{7.97}{\sqrt{9.8 \times 0.24}}$$

$$Fr = 6.83$$

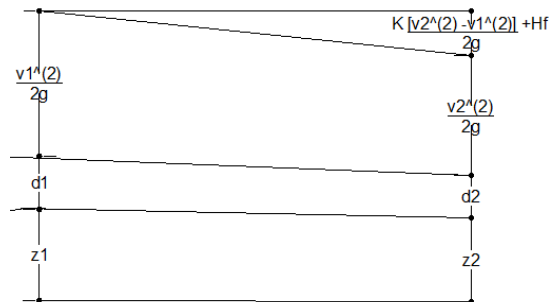
$$\tan \theta = 1/3 Fr$$

$$= 1/3 (6.83) = 0.049$$

$$L_{sal} = 0.5(B_2 - B_1)/\tan \theta$$

$$L_{sal} = 0.5 (2.00 - 1.50)/0.049 = 5.12 \text{ m} \approx 5.20 \text{ m}$$

Setelah panjang saluran terompet diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung garis energi pada saluran. Adapaun garis tinggi energi pada saluran terompet adalah sebagai berikut:



Gambar 6.9 Garis Energi Saluran Terompet

6.9.1 Tinggi Energi Hulu

Langkah pertama untuk mengetahui tinggi energi pada bagian hulu adalah mengetahui kedalaman aliran hulu (d_1). Kedalaman aliran hulu (d_1) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu $d_1 = 0.17$ m. Untuk perhitungan tinggi energi pada bagian hulu saluran transisi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_1 &= 0.23 \text{ m} \\
 V_1 &= Q/A \\
 &= 2.87 / (2.00 \times 0.23) = 8.32 \text{ m/dt} \\
 n &= 0.011 \text{ (beton acian)} \\
 K &= 0.2 \\
 B_1 &= 1.50 \text{ m} \\
 L &= 5.20 \text{ m} \\
 A_1 &= B \times d_1 \\
 &= 1.50 \times 0.23 = 0.35 \text{ m}^2 \\
 P_1 &= B + 2d_1 \\
 &= 1.50 + 2(0.23) = 1.96 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_1^{4/3} &= (A_1/P_1)^{4/3} \\
 &= (0.35/1.96)^{4/3} = 0.10 \\
 S_1 &= (V^2 \times n^2) / R^{4/3} \\
 &= (8.32^2 \times 0.011^2) / 0.10 = 0.101 \\
 Z_1 &= 128.75 \text{ m} \\
 E_1 &= Z_1 + d_1 + (v_1^2/2g) \\
 &= 128.75 + 0.23 + (8.32^2/2/9.8) \\
 &= 132.51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6.9.2Tinggi Energi Hilir

Untuk menghitung kecepatan (V_2) dan kedalaman (d_2) fluida pada bagian hilir digunakan metode *trial and error*. Dimana metode ini mencoba variasi nilai d_2 untuk memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Langkah perhitungan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 0.1 \text{ m (misal)} \\
 B_2 &= 2.00 \text{ m} \\
 A_2 &= B_2 \times d_1 \\
 &= 2.00 \times 0.10 = 0.20 \text{ m}^2 \\
 P_2 &= B + 2d_2 \\
 &= 2.00 + 2(0.10) = 2.20 \text{ m} \\
 R_2^{4/3} &= (A_2/P_2)^{4/3} \\
 &= (0.20/2.20)^{4/3} = 0.04 \\
 V_2 &= Q/A_2 \\
 &= 2.87 / 0.20 = 14.35 \text{ m/dt} \\
 S_2 &= (V_2^2 \times n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (14.35^2 \times 0.011^2) / 0.04 = 0.725 \\
 S_{rata} &= (S_1 + S_2)/2 \\
 &= (0.101 + 0.725)/2 = 0.413 \\
 hf &= S_{rata} \times L \\
 &= 0.413 \times 5.20 = 2.15 \text{ m} \\
 he &= K (dV^2/2g) \\
 &= 1.39 \text{ m} \\
 Z_2 &= 127.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v_2^2/2g &= (14.35^2/2(9.8)) = 10.50 \text{ m} \\
 E_2 &= Z_2 + d_2 + (v_2^2/2g) + hf + h_e \\
 &= 127.50 + 0.10 + 10.50 + 2.15 + 1.39 \\
 &= 141.64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan trial $d_1 = 0.1$ m di atas diketahui bahwa nilai E_2 tidak sama dengan E_1 . Hal ini berarti nilai $d_1 = 0.1$ m bukan merupakan kedalaman aliran pada bagian hilir. Sehingga langkah selanjutnya adalah melakukan *trial* ulang kedalaman aliran pada bagian hilir sampai mendapatkan nilai $E_1 = E_2$. Perhitungan *trial* kedalaman aliran pada bagian hilir selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 6.7 Perhitungan Nilai E_2 terhadap Variasi d_2

d_2	B_2	P_2	A_2	$R_2^{4/3}$	V_2	S_2	S_{rata}	Z_2	hf	h_e	$v_2^2/2g$	E_2	E_1	dE
m	m	m	m ²		m/dt			m	m	m	m	m	m	m
0.10	2.00	2.20	0.20	0.04	14.35	0.725	0.413	127.50	2.15	1.39	10.50	141.64	132.51	9.13
0.16	2.00	2.32	0.32	0.07	8.97	0.162	0.132	127.50	0.68	0.11	4.10	132.56	132.51	0.05
0.30	2.00	2.60	0.60	0.14	4.78	0.023	0.062	127.50	0.32	0.47	1.17	129.76	132.51	-2.75

(Sumber : perhitungan)

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa $E_1 = E_2$ pada $d_2 = 0.16$ m. Sehingga tinggi aliran pada bagian hilir saluran terompet adalah 0.16 m.

6.10 Kolam Peredam Energi (Kolam Olak)

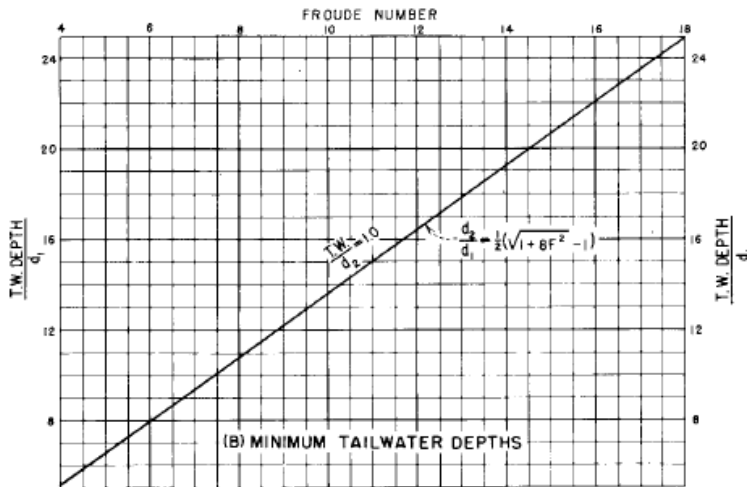
Penentuan tipe kolam olak yang digunakan didasarkan pada bilangan froude (Fr). Perhitungan bilangan Froude pada perencanaan kolam olak menggunakan data aliran air pada saluran terompet pada bagian hilir.

$$\begin{aligned}
 d_1 &= 0.16 \text{ m} \\
 Fr &= \frac{V_1}{\sqrt{gd}} = \frac{8.97}{\sqrt{9.8 \times 0.16}} \\
 Fr &= 7.16 > 4.000
 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai bilangan Fr dan kecepatan aliran maka tipe kolam olak yang sesuai digunakan adalah kolam olak tipe III yang memiliki karakteristik aliran V aliran < 18 m/dt dan $Fr > 4$. Kolam olak tipe III memiliki layout memiliki spesifikasi layout seperti terlihat pada gambar 2.9. Ukuran pada layout tersebut dapat direncanakan seperti berikut.

6.10.1 Tinggi Loncatan Air

Tinggi loncatan air pada bagian hilir kolam olak (d_2) dapat dihitung dengan menggunakan rumus pada grafik berikut ini:



Gambar 6.10 Grafik tinggi loncatan air

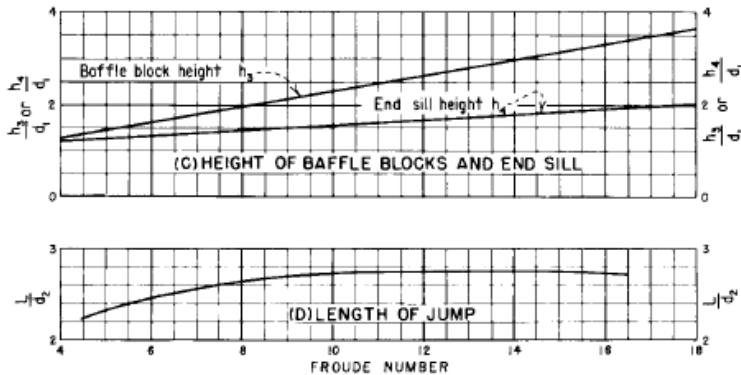
$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1$$

$$\frac{d_2}{0.16} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8(7.16)^2} - 1$$

$$d_2 = 1.54 \text{ m}$$

6.10.2 Tinggi Baffle Blocks, End Sill dan Panjang Kolam Olak

Perhitungan tinggi *baffle blocks*, *end sill* dan panjang kolam olak menggunakan grafik berikut ini:

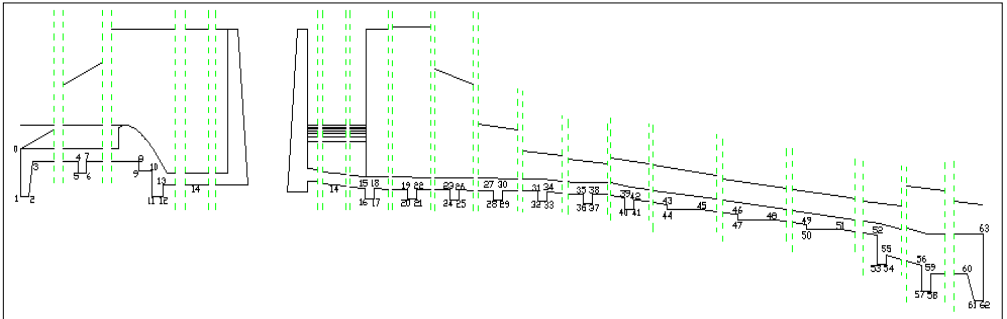


Gambar 6.11 Grafik Tinggi Baffle Blocks dan End Sill dan Panjang Kolam Olak:

- Tinggi Baffle Blocks
 - Fr = 7.16
 - H_3/d_1 = 2.20 (grafik)
 - $H_3/0.16$ = 2.20
 - H_3 = 0.35 m
- End Sill
 - Fr = 7.16
 - H_4/d_1 = 1.45 (grafik)
 - $H_4/0.16$ = 1.45
 - H_4 = 0.23 m
- Panjang Kolam Olak
 - Fr = 7.16
 - L/d_1 = 2.70 (grafik)
 - $L/0.16$ = 2.70
 - L = 4.16 m (pakai 4.20 m)

6.11 Analisa Kestabilan Pelimpah (*Spillway*)

6.11.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah



Gambar 6.12 Penampang Memanjang Spillway

6.11.1.1 Stabilitas Terhadap Uplift

Salah satu syarat kestabilan *spillway* yang harus diperhitungkan adalah kestabilan terhadap *uplift*. Perhitungan *uplift pressure* pada perencanaan ini menggunakan rumus 2.58 dan rumus 2.59. Pada perhitungan *uplift pressure* ini akan diperhitungkan muka air setinggi mercu. Berikut adalah perhitungan *uplift pressure* untuk kondisi muka air setinggi mercu:

$$\begin{aligned}
 \Delta H &= 8.60 \text{ m} \\
 L_v &= 19.26 \text{ m} \\
 L_h &= 92.21 \text{ m} \\
 \Sigma(L_h + 1/3 L_h) &= 19.26 + 1/3 (92.21) \\
 &= 50.00 \text{ m} \\
 C &= 2 \text{ (lempung sedang)} \\
 \Delta H \times C &= 8.60 \times 2 \\
 &= 17.20 \text{ m} \\
 \Sigma(L_h + 1/3 L_h) &> \Delta H \times C \\
 50.00 &> 17.20 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Besarnya *uplift pressure* untuk masing-masing titik pada kaki *spillway* dapat dilihat pada tabel 6.8 Berikut ini, sedangkan diagram *uplift pressure* untuk masing-masing titik dapat dilihat pada lampiran:

Tabel 6.8 Tabel *Uplift Pressure* Muka Air Setinggi Mercu

Titik	d H	Panjang Rembesan				ΣL	$L_x \cdot \Delta H / \Sigma L$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	LX	m	m		
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2:7	9	10 = 9-8
0	8.60	0.00	0.00	0.00	0.00	50.00	0.00	0.60	0.60
1	8.60	1.20	0.00	0.00	1.20	50.00	0.21	1.80	1.59
2	8.60	1.20	0.25	0.08	1.28	50.00	0.22	1.80	1.58
3	8.60	2.10	0.35	0.12	2.22	50.00	0.38	0.90	0.52
4	8.60	2.10	3.65	1.22	3.32	50.00	0.57	0.90	0.33
5	8.60	2.40	3.65	1.22	3.62	50.00	0.62	1.20	0.58
6	8.60	2.40	3.90	1.30	3.70	50.00	0.64	1.20	0.56
7	8.60	2.70	3.90	1.30	4.00	50.00	0.69	0.90	0.21
8	8.60	2.70	7.63	2.54	5.24	50.00	0.90	0.90	0.00
9	8.60	2.95	7.63	2.54	5.49	50.00	0.94	1.15	0.21
10	8.60	2.95	8.03	2.68	5.63	50.00	0.97	1.15	0.18
11	8.60	3.61	8.03	2.68	6.29	50.00	1.08	1.81	0.73
12	8.60	3.61	8.33	2.78	6.39	50.00	1.10	1.81	0.71
13	8.60	3.91	8.33	2.78	6.69	50.00	1.15	1.51	0.36
14	8.60	3.91	10.20	3.40	7.31	50.00	1.26	1.51	0.25
15	8.60	4.01	11.70	3.90	7.91	50.00	1.36	1.61	0.25
16	8.60	4.26	11.70	3.90	8.16	50.00	1.40	1.86	0.46
17	8.60	4.26	11.95	3.98	8.24	50.00	1.42	1.86	0.44
18	8.60	4.51	11.95	3.98	8.49	50.00	1.46	1.61	0.15
19	8.60	4.58	17.98	5.99	10.57	50.00	1.82	1.68	-0.14
20	8.60	4.83	17.98	5.99	10.82	50.00	1.86	1.93	0.07
21	8.60	4.83	18.23	6.08	10.91	50.00	1.88	1.93	0.05
22	8.60	5.08	18.23	6.08	11.16	50.00	1.92	1.68	-0.24
25	8.60	5.40	24.27	8.09	13.49	50.00	2.32	2.00	-0.32
26	8.60	5.65	24.27	8.09	13.74	50.00	2.36	1.75	-0.61
27	8.60	5.72	30.30	10.10	15.82	50.00	2.72	1.82	-0.90

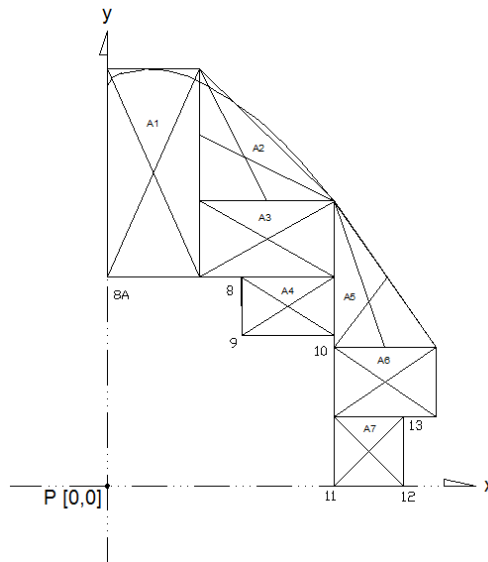
Tabel 6.8 Tabel *Uplift Pressure* Muka Air Setinggi Mercu (*Lanjutan*)

28	8.60	5.97	30.30	10.10	16.07	50.00	2.76	2.07	-0.69
29	8.60	5.97	30.55	10.18	16.15	50.00	2.78	2.07	-0.71
30	8.60	6.22	30.55	10.18	16.40	50.00	2.82	1.82	-1.00
31	8.60	6.29	36.22	12.07	18.36	50.00	3.16	1.89	-1.27
32	8.60	6.54	36.22	12.07	18.61	50.00	3.20	2.14	-1.06
33	8.60	6.54	36.47	12.16	18.70	50.00	3.22	2.14	-1.08
34	8.60	6.79	36.47	12.16	18.95	50.00	3.26	1.89	-1.37
35	8.60	6.98	39.10	13.03	20.01	50.00	3.44	2.08	-1.36
36	8.60	7.23	39.10	13.03	20.26	50.00	3.49	2.33	-1.16
37	8.60	7.23	39.35	13.12	20.35	50.00	3.50	2.33	-1.17
38	8.60	7.48	39.35	13.12	20.60	50.00	3.54	2.08	-1.46
39	8.60	8.05	42.97	14.32	22.37	50.00	3.85	2.65	-1.20
40	8.60	8.32	42.97	14.32	22.64	50.00	3.89	2.92	-0.97
41	8.60	8.32	43.22	14.41	22.73	50.00	3.91	2.92	-0.99
42	8.60	8.55	43.22	14.41	22.96	50.00	3.95	2.69	-1.26
43	8.60	9.64	51.92	17.31	26.95	50.00	4.64	3.78	-0.86
44	8.60	9.77	51.92	17.31	27.08	50.00	4.66	3.91	-0.75
45	8.60	9.77	52.92	17.64	27.41	50.00	4.71	3.91	-0.80
46	8.60	10.89	61.92	20.64	31.53	50.00	5.42	5.03	-0.39
47	8.60	11.02	61.92	20.64	31.66	50.00	5.45	5.16	-0.29
48	8.60	11.02	62.92	20.97	31.99	50.00	5.50	5.16	-0.34
49	8.60	12.14	71.92	23.97	36.11	50.00	6.21	6.28	0.07
50	8.60	12.27	71.92	23.97	36.24	50.00	6.23	6.41	0.18
51	8.60	12.27	72.92	24.31	36.58	50.00	6.29	6.41	0.12
52	8.60	13.51	82.76	27.59	41.10	50.00	7.07	7.65	0.58
53	8.60	14.26	82.76	27.59	41.85	50.00	7.20	8.40	1.20
56	8.60	15.76	87.85	29.28	45.04	50.00	7.75	9.40	1.65
57	8.60	16.41	87.85	29.28	45.69	50.00	7.86	10.05	2.19
58	8.60	16.41	88.10	29.37	45.78	50.00	7.87	10.05	2.18
59	8.60	16.86	88.10	29.37	46.23	50.00	7.95	9.60	1.65
60	8.60	16.86	91.76	30.59	47.45	50.00	8.16	9.60	1.44
61	8.60	17.56	91.96	30.65	48.21	50.00	8.29	10.30	2.01
62	8.60	17.56	92.21	30.74	48.30	50.00	8.31	10.30	1.99
63	8.60	19.26	92.21	30.74	50.00	50.00	8.60	8.60	0.00

(Sumber :Perhitungan)

6.11.1.2 Titik Berat Konstruksi

Langkah pertama untuk menghitung titik berat konstruksi adalah membagi konstruksi menjadi beberapa potongan. Untuk bagian potongan yang terdapat sisi lengkung mercu maka lengkung tersebut dianggap garis lurus. Sehingga bagian yang terdapat lengkung mercu dapat dianggap segitiga. Adapun pemotongan penampang konstruksi dapat dilihat pada gambar 6.11. Langkah selanjutnya adalah menentukan koordinat titik awal terhadap pusat masa tiap-tiap potongan yang dibuat. Hasil perhitungan titik pusat konstruksi dapat dilihat pada tabel 6.9 berikut ini:



Gambar 6.13 Titik Berat Konstruksi

Tabel 6.9 Tabel Perhitungan titik berat konstruksi

Pot.	Luas	Px	Luas x Px	Py	Luas x Py
1	2	3	4 = 3*2	5	6 = 5*2
1	3600	20	72000	135	486000
2	1653	59	97527	142	234726
3	1915	69	132135	106	202990
4	1000	78	78000	78	78000
5	1382	113	156166	80	110560
6	1316	120	157920	45	59220
7	900	113	101700	15	13500
ΣA =	11766	Σax =	795448	Σay =	1184996

(Sumber : perhitungan)

- Jarak horisontal (X) = $\Sigma Ax / \Sigma A$
 $= 795448 / 11766$
 $= 67.61 \text{ cm}$ (Terhadap titik P)
- Jarak horisontal (X) = $\Sigma Ay / \Sigma A$
 $= 1184996 / 11766$
 $= 100.71 \text{ cm}$ (Terhadap titik P)

6.11.1.3 Kontrol Guling

Perhitungan momen guling dilakukan dengan meninjau momen-momen yang bekerja pada konstruksi terhadap titik putar yang ditentukan. Pada perhitungan ini titik putar yang diambil terletak pada titik 13 seperti terlihat pada gambar 6.10. Gaya-gaya yang bekerja pada konstruksi pada perhitungan ini terdapat pada lampiran.

Sebelum menganalisa momen guling dan momen penahan pada konstruksi terlebih dahulu harus diketahui arah gaya yang bekerja pada konstruksi. Apakah gaya yang bekerja memiliki arah jarum jam terhadap sumbu putar momen. Apabila gaya yang bekerja memiliki arah searah jarum jam maka gaya tersebut memberikan momen guling dan sebaliknya untuk momen penahan.

Langkah selanjutnya adalah menentukan panjang lengan gaya momen. Lengan momen adalah jarak antara titik putar konstruksi terhadap pusat gaya. Hasil perhitungan gaya dan lengan gaya dapat dilihat pada tabel 6.10.

Kemudian setelah besarnya gaya dan lengan didapatkan langkah selanjutnya adalah menghitung momen yang terjadi pada konstruksi. Perhitungan momen yang terjadi pada dapat dilihat pada tabel 6.11. Kemudian langkah selanjutnya adalah menghitung SF (*Safety Factor*) yang pada perencanaan ini yang ditentukan besarnya minimal adalah 1,25.

Tabel 6.10 Tabel Perhitungan Gaya dan Lengan Momen

Gaya	Momen	A1	A2	Lengan	Lengan	ΣA	Lg (cm)	G	Gaya
		cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	$8=[(3*5)+(4*6)]/$	kg/cm ³	t/m'
1	2	3	4	5	6	7=3+4		9	10 = 7*9
Ha	Guling	6050		140.00		6050	140.00	0.0010	0.61
Ep	Penahan	4288		10.00		4288	10.00	0.0010	0.43
Ea	Guling	2070		30.00		2070	30.00	0.0024	0.50
A1	Penahan	3600		108.00		3600	108.00	0.0024	0.86
A2	Penahan	1653		69.00		1653	69.00	0.0024	0.40
A3	Penahan	1915		59.00		1915	59.00	0.0024	0.46
A4	Penahan	1000		50.00		1000	50.00	0.0024	0.24
A5	Penahan	1382		15.00		1382	15.00	0.0024	0.33
A6	Penahan	1316		8.00		1316	8.00	0.0024	0.32
A7	Penahan	900		15.00		900	15.00	0.0024	0.22
U(8a-8)	Guling	95.0	0.0	109.00		95	109.00	0.0010	0.01
U(8-9)	Guling	250.0	0.0	73.00		250	73.00	0.0010	0.03
U(9-10)	Guling	677.0	59.8	50.00	57.00	737	50.57	0.0010	0.07
U(10-11)	Guling	1105.0	1787.5	33.00	22.00	2893	26.20	0.0010	0.29
U(11-12)	Guling	2100.0	30.0	15.00	18.00	2130	15.04	0.0010	0.21
U(12-13)	Penahan	1050.0	525.0	7.00	5.00	1575	6.33	0.0010	0.16
U(13-13a)	Penahan	474.0	5.7	15.00	10.00	480	14.94	0.0010	0.05

(Sumber : perhitungan)

Tabel 6.11 Tabel Perhitungan Momen Guling

Gaya	Gaya	Lengan	M. Guling	M. Penahan
	t/m'	m	t-m/m'	t-m/m'
1	2	3	4	5
Ha	0.61	1.40	0.85	
Ep	0.43	0.10		0.04
Ea	0.50	0.30	0.15	
A1	0.86	1.08		0.93
A2	0.40	0.69		0.27
A3	0.46	0.59		0.27
A4	0.24	0.50		0.12
A5	0.33	0.15		0.05
A6	0.32	0.08		0.03
A7	0.22	0.15		0.03
U(8a-8)	0.01	1.09	0.01	
U(8-9)	0.03	0.73	0.02	
U(9-10)	0.07	0.51	0.04	
U(10-11)	0.29	0.26	0.08	
U(11-12)	0.21	0.15	0.03	
U(12-13)	0.16	0.06		0.01
U(13-13a)	0.05	0.15		0.01
Total			1.17	1.77

(Sumber :perhitungan)

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq \text{SF}$$

$$\frac{1.77}{1.17} \geq 1.25$$

$$1.51 \geq 1.25 \text{ ...OK}$$

6.11.1.4 Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan membandingkan gaya vertikal terhadap gaya horisontal yang

bekerja pada konstruksi. Faktor lain yang mempengaruhi kontrol geser ini adalah faktor gesekan konstruksi terhadap tanah dasar. Hasil perhitungan kontrol geser pada konstruksi dapat dilihat pada tabel 6.12 berikut ini:

Tabel 6.12 Perhitungan Kontrol Geser Konstruksi

Gaya Horisontal		Gaya Vertikal	
Gaya	t/m'	Gaya	t/m'
Ha	0.61	A1	0.86
Ep	-0.43	A2	0.40
Ea	0.50	A3	0.46
U(8-9)	0.03	A4	0.24
U(10-11)	0.29	A5	0.33
U(12-13)	-0.16	A6	0.32
		A7	0.22
		U(8a-8)	-0.01
		U(9-10)	-0.07
		U(11-12)	-0.21
		U(13-13a)	-0.05
Total	0.83	Total	2.48

(Sumber : perhitungan)

- Kontrol Geser :

$$\frac{\Sigma V f}{\Sigma H} \geq SF$$

$$\frac{2.48 \times 0.7}{0.83} \geq 1.50$$

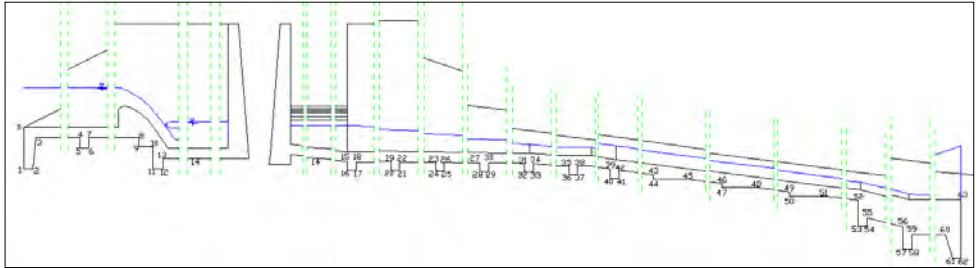
$$2.09 \geq 1.50 \text{ ...OK}$$

6.11.1. 5 Kontrol Ketebalan lantai

Perhitungan kontrol ketebalan lantai berfungsi untuk mengetahui apakah ketebalan lantai yang direncanakan sudah memenuhi syarat ketebalan minimal. Pada kontrol ini digunakan titik tinjau pada lantai kolam olak (titik 59-60) . Kemudian untuk perhitungannya digunakan rumus 2.62 .

$$\begin{aligned}
 dx &\geq \text{SF} \times \frac{Px - Wx}{G_{\text{beton}}} \\
 1.00 &\geq \frac{1.25 \times [(1.65 + 1.44)/2] - 0}{2.4} \\
 1.00 &\geq 0.80 \text{OK}
 \end{aligned}$$

6.11.2. Kondisi Muka Air Setinggi Banjir



Gambar 6.14 Penampang Memanjang Spillway

6.11.2.1 Stabilitas Terhadap Uplift

Seperti pada sub bab 6.9.1 sebelumnya perhitungan *uplift pressure* pada perencanaan ini menggunakan rumus 2.58 dan rumus 2.59. Namun pada perhitungan *uplift pressure* ini akan diperhitungkan muka air pada saat kondisi banjir. Berikut adalah perhitungan *uplift pressure* untuk kondisi muka air setinggi muka air banjir:

$$\begin{aligned}
 \Delta H &= 9.15 \text{ m} \\
 L_v &= 19.26 \text{ m} \\
 L_h &= 92.21 \text{ m} \\
 \Sigma(L_h + 1/3 L_h) &= 19.26 + 1/3 (92.21) \\
 &= 50.00 \text{ m} \\
 C &= 2 \text{ (lempung sedang)} \\
 \Delta H \times C &= 9.15 \times 2 \\
 &= 18.30 \text{ m} \\
 \Sigma(L_h + 1/3 L_h) &> \Delta H \times C \\
 50.00 &> 18.30 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Besarnya *uplift pressure* untuk masing-masing titik pada kaki *spillway* dapat dilihat pada tabel 6.13 Berikut ini, sedangkan diagram *uplift pressure* untuk masing-masing titik dapat dilihat pada lampiran:

Tabel 6.13 Tabel *Uplift Pressure* Muka Air Banjir

Titik	d H	Panjang Rembesan				ΣL	$Lx.AH/\Sigma L$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	LX	m	m		
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2:7	9	10 = 9-8
0	9.15	0.00	0.00	0.00	0.00	50.00	0.00	1.15	1.15
1	9.15	1.20	0.00	0.00	1.20	50.00	0.22	2.35	2.13
2	9.15	1.20	0.25	0.08	1.28	50.00	0.23	2.35	2.12
3	9.15	2.10	0.35	0.12	2.22	50.00	0.41	1.45	1.04
4	9.15	2.10	3.65	1.22	3.32	50.00	0.61	1.45	0.84
5	9.15	2.40	3.65	1.22	3.62	50.00	0.66	1.75	1.09
6	9.15	2.40	3.90	1.30	3.70	50.00	0.68	1.75	1.07
7	9.15	2.70	3.90	1.30	4.00	50.00	0.73	1.45	0.72
8	9.15	2.70	7.63	2.54	5.24	50.00	0.96	1.45	0.49
9	9.15	2.95	7.63	2.54	5.49	50.00	1.01	1.70	0.69
10	9.15	2.95	8.03	2.68	5.63	50.00	1.03	1.70	0.67
11	9.15	3.61	8.03	2.68	6.29	50.00	1.15	2.36	1.21
12	9.15	3.61	8.33	2.78	6.39	50.00	1.17	2.36	1.19
13	9.15	3.91	8.33	2.78	6.69	50.00	1.22	2.06	0.84
14	9.15	3.91	10.20	3.40	7.31	50.00	1.34	2.06	0.72
15	9.15	4.01	11.70	3.90	7.91	50.00	1.45	2.16	0.71
16	9.15	4.26	11.70	3.90	8.16	50.00	1.49	2.41	0.92
17	9.15	4.26	11.95	3.98	8.24	50.00	1.51	2.41	0.90
18	9.15	4.51	11.95	3.98	8.49	50.00	1.55	2.16	0.61
19	9.15	4.58	17.98	5.99	10.57	50.00	1.94	2.23	0.29
20	9.15	4.83	17.98	5.99	10.82	50.00	1.98	2.48	0.50
21	9.15	4.83	18.23	6.08	10.91	50.00	2.00	2.48	0.48
22	9.15	5.08	18.23	6.08	11.16	50.00	2.04	2.23	0.19
23	9.15	5.15	24.02	8.01	13.16	50.00	2.41	2.30	-0.11
24	9.15	5.40	24.02	8.01	13.41	50.00	2.45	2.55	0.10
25	9.15	5.40	24.27	8.09	13.49	50.00	2.47	2.55	0.08
26	9.15	5.65	24.27	8.09	13.74	50.00	2.51	2.30	-0.21
27	9.15	5.72	30.30	10.10	15.82	50.00	2.90	2.37	-0.53
28	9.15	5.97	30.30	10.10	16.07	50.00	2.94	2.62	-0.32
29	9.15	5.97	30.55	10.18	16.15	50.00	2.96	2.62	-0.34
30	9.15	6.22	30.55	10.18	16.40	50.00	3.00	2.37	-0.63
31	9.15	6.29	36.22	12.07	18.36	50.00	3.36	2.44	-0.92

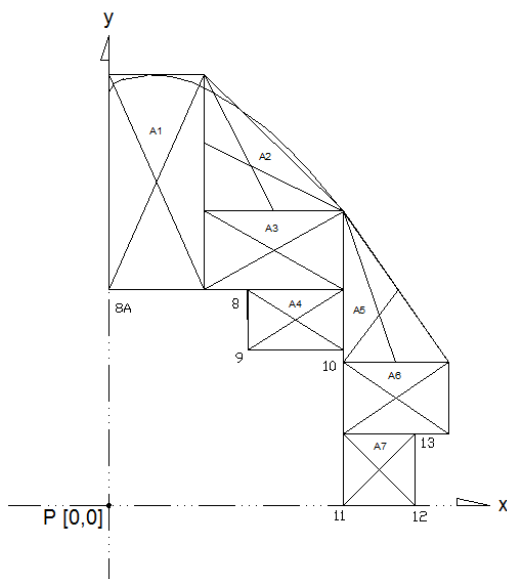
Tabel 6.13 Tabel *Uplift Pressure* Muka Air Banjir (Lanjutan)

Titik	d H	Panjang Rembesan				ΣL	$Lx.AH/\Sigma L$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	LX	m	m		
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2:7	9	10 = 9-8
32	9.15	6.54	36.22	12.07	18.61	50.00	3.41	2.69	-0.72
33	9.15	6.54	36.47	12.16	18.70	50.00	3.42	2.69	-0.73
34	9.15	6.79	36.47	12.16	18.95	50.00	3.47	2.44	-1.03
35	9.15	6.98	39.10	13.03	20.01	50.00	3.66	2.63	-1.03
36	9.15	7.23	39.10	13.03	20.26	50.00	3.71	2.88	-0.83
37	9.15	7.23	39.35	13.12	20.35	50.00	3.72	2.88	-0.84
38	9.15	7.48	39.35	13.12	20.60	50.00	3.77	2.63	-1.14
39	9.15	8.05	42.97	14.32	22.37	50.00	4.09	3.20	-0.89
40	9.15	8.32	42.97	14.32	22.64	50.00	4.14	3.47	-0.67
41	9.15	8.32	43.22	14.41	22.73	50.00	4.16	3.47	-0.69
42	9.15	8.55	43.22	14.41	22.96	50.00	4.20	3.24	-0.96
43	9.15	9.64	51.92	17.31	26.95	50.00	4.93	4.33	-0.60
44	9.15	9.77	51.92	17.31	27.08	50.00	4.96	4.46	-0.50
45	9.15	9.77	52.92	17.64	27.41	50.00	5.02	4.46	-0.56
46	9.15	10.89	61.92	20.64	31.53	50.00	5.77	5.58	-0.19
47	9.15	11.02	61.92	20.64	31.66	50.00	5.79	5.71	-0.08
48	9.15	11.02	62.92	20.97	31.99	50.00	5.86	5.71	-0.15
49	9.15	12.14	71.92	23.97	36.11	50.00	6.61	6.83	0.22
50	9.15	12.27	71.92	23.97	36.24	50.00	6.63	6.96	0.33
51	9.15	12.27	72.92	24.31	36.58	50.00	6.69	6.96	0.27
52	9.15	13.51	82.76	27.59	41.10	50.00	7.52	8.20	0.68
53	9.15	14.26	82.76	27.59	41.85	50.00	7.66	8.95	1.29
54	9.15	14.26	83.01	27.67	41.93	50.00	7.67	8.95	1.28
55	9.15	14.51	83.01	27.67	42.18	50.00	7.72	8.70	0.98
56	9.15	15.76	87.85	29.28	45.04	50.00	8.24	9.95	1.71
57	9.15	16.41	87.85	29.28	45.69	50.00	8.36	10.60	2.24
58	9.15	16.41	88.10	29.37	45.78	50.00	8.38	10.60	2.22
59	9.15	16.86	88.10	29.37	46.23	50.00	8.46	10.15	1.69
60	9.15	16.86	91.76	30.59	47.45	50.00	8.68	10.15	1.47
61	9.15	17.56	91.96	30.65	48.21	50.00	8.82	10.85	2.03
62	9.15	17.56	92.21	30.74	48.30	50.00	8.84	10.85	2.01

(Sumber : perhitungan)

6.11.2.2 Titik Berat Konstruksi

Langkah pertama untuk menghitung titik berat konstruksi adalah membagi konstruksi menjadi beberapa potongan. Untuk bagian potongan yang terdapat sisi lengkung mercu maka lengkung tersebut dianggap garis lurus. Sehingga bagian yang terdapat lengkung mercu dapat dianggap segitiga. Adapun pemotongan penampang konstruksi dapat dilihat pada gambar 6.12. Hasil perhitungan titik pusat konstruksi dapat dilihat pada tabel 6.11 berikut ini:



Gambar 6.15 Titik Berat Konstruksi

Tabel 6.14 Tabel Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Pot.	Luas	Px	Luas x Px	Py	Luas x Py
1	2	3	4 = 3*2	5	6 = 5*2
1	3772	17	64124	96	362112
2	5188	67	347596	78	404664
3	2665	60	159900	31	82615
4	287	126	36162	29	8323
5	1200	30	36000	10	12000
6	900	45	40500	-15	-13500
7	1800	105	189000	-10	-18000
ΣA =	15812	Σax =	873282	Σay =	838214

(Sumber : perhitungan)

- Jarak horisontal (X) = $\Sigma Ax / \Sigma A$
 $= 873282 / 15812$
 $= 55.23 \text{ cm}$ (Terhadap titik P)
- Jarak horisontal (Y) = $\Sigma Ay / \Sigma A$
 $= 838214 / 15812$
 $= 53.01 \text{ cm}$ (Terhadap titik P)

6.11.2.3. Kontrol Guling

Pada perhitungan kontrol guling pada kondisi muka air banjir langkah pengerjaannya sama dengan perhitungan pada kontrol guling pada kondisi muka air setinggi mercu. Perbedaannya hanya terletak pada gaya-gaya yang diperhitungkan. Seperti pada kontrol guling sebelumnya titik putar yang diambil terletak pada titik 13 seperti terlihat pada gambar 6.11 atau 6.13. Gaya-gaya yang bekerja pada konstruksi pada perhitungan ini terdapat pada lampiran.

Hasil perhitungan gaya dan lengan gaya dapat dilihat pada tabel 6.12. Kemudian setelah besarnya gaya dan lengan didapatkan langkah selanjutnya adalah menghitung momen yang terjadi pada konstruksi. Perhitungan momen yang terjadi pada dapat dilihat pada tabel 6.13. Kemudian langkah selanjutnya adalah menghitung SF (*Safety Factor*) yang pada perencanaan ini yang ditentukan besarnya minimal adalah 1,25. Apabila nilai SF

yang didapatkan lebih besar dari SF minimal maka konstruksi dianggap aman.

Tabel 6.15 Tabel Perhitungan Gaya dan Lengan

Gaya	A1	A2	A3	p1	p2	p3	ΣA	Lengan (cm)	G	Gaya
	cm3	cm3	cm3	cm	cm	cm	cm3	$8 = [(1*4) + (2*5) + (3*6)]/7$	kg/cm3	t/m'
0	1	2	3	4	5	6	$7 = 1+2+3$		9	$10 = 7*9$
Ha	3300	1800		150	140		5100	146.47	0.0010	0.51
Ep	4288			10			4288	10.00	0.0010	0.43
Ea	2070			30			2070	30.00	0.0024	0.50
A1	3600			108			3600	108.00	0.0024	0.86
A2	1653			69			1653	69.00	0.0024	0.40
A3	1915			59			1915	59.00	0.0024	0.46
A4	1000			50			1000	50.00	0.0024	0.24
A5	1382			15			1382	15.00	0.0024	0.33
A6	1316			8			1316	8.00	0.0024	0.32
A7	900			15			900	15.00	0.0024	0.22
U(8a-8)	1850	103		99	109		1953	99.53	0.0010	0.20
U(8-9)	1225	250		78	73		1475	77.15	0.0010	0.15
U(9-10)	2670	40		50	57		2710	50.10	0.0010	0.27
U(10-11)	4355	1755		33	22		6110	29.84	0.0010	0.61
U(11-12)	3570	30		15	20		3600	15.04	0.0010	0.36
U(12-13)	2520	525		15	10		3045	14.14	0.0010	0.30
U(13-13a)	1154	6		7	5		1160	6.99	0.0010	0.12
Wh1	2200			108			2200	108.00	0.0010	0.22
Wh2	-6626	17840	-6117	20	37	54	11723	16.83	0.0010	1.17

(Sumber : perhitungan)

Tabel 6.16 Tabel Perhitungan Momen Guling

Gaya	Gaya	Lengan	M. Guling	M. Penahan
	t/m'	m	t-m/m'	t-m/m'
1	2	3	4	5
Ha	0.51	1.46	0.75	
Ep	0.43	0.10		0.04
Ea	0.50	0.30	0.15	
A1	0.86	1.08		0.93
A2	0.40	0.69		0.27
A3	0.46	0.59		0.27
A4	0.24	0.50		0.12
A5	0.33	0.15		0.05
A6	0.32	0.08		0.03
A7	0.22	0.15		0.03
U(8a-8)	0.20	1.00	0.19	
U(8-9)	0.15	0.77	0.11	
U(9-10)	0.27	0.50	0.14	
U(10-11)	0.61	0.30	0.18	
U(11-12)	0.36	0.15	0.05	
U(12-13)	0.30	0.14		0.04
U(13-13a)	0.12	0.07		0.01
Wh1	0.22	1.08		0.24
Wh2	1.17	0.17		0.20
Total			1.58	2.23

(Sumber : perhitungan)

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq \text{SF}$$

$$\frac{2.23}{1.58} \geq 1.25$$

$$1.42 \geq 1.25 \text{ ...OK}$$

6.11.2.4. Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan membandingkan gaya vertikal terhadap gaya horisontal yang bekerja pada konstruksi. Faktor lain yang mempengaruhi kontrol geser ini adalah faktor gesekan konstruksi terhadap tanah dasar. Hasil perhitungan kontrol geser pada konstruksi dapat dilihat pada tabel 6.13 berikut ini:

Tabel 6.17 Perhitungan Kontrol Geser Konstruksi

Gaya Horisontal		Gaya Vertikal	
Gaya	t/m'	Gaya	t/m'
Ha	0.51	A1	0.86
Ep	-0.43	A2	0.40
Ea	0.50	A3	0.46
U(8-9)	0.15	A4	0.24
U(10-11)	0.61	A5	0.33
U(12-13)	-0.30	A6	0.32
		A7	0.22
		U(8a-8)	-0.20
		U(9-10)	-0.27
		U(11-12)	-0.36
		U(13-13a)	-0.12
		Wh1	0.22
		Wh2	1.17
Total	1.03	Total	3.27

(Sumber : perhitungan)

- Kontrol Geser :

$$\frac{\sum V_f}{\sum H} \geq SF$$

$$\frac{3.27 \times 0.7}{1.03} \geq 1.50$$

$$2.22 \geq 1.50 \text{ ...OK}$$

6.11.2.5. Kontrol Ketebalan lantai

Perhitungan kontrol ketebalan lantai berfungsi untuk mengetahui apakah ketebalan lantai yang direncanakan sudah memenuhi syarat ketebalan minimal. Pada kontrol ini digunakan titik tinjau pada lantai kolam olak (titik 59-60) . Kemudian untuk perhitungannya digunakan rumus 2.62 .

$$\begin{aligned}
 dx &\geq SF \times \frac{Px - Wx}{G_{\text{beton}}} \\
 1.00 &\geq 1.25 \times \frac{[(1.69 + 1.47)/2] - [(1.55 + 0.16)/2]}{2.4} \\
 1.00 &\geq 0.38 \text{OK}
 \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Bureau of Reclamation, 1987. Design Of Small Dams.
Washington : United States Department Of The Interior
- Das, Braja M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. **Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. Jakarta: Erlangga
- Ditjen, Cipta Karya. 1998. **Petunjuk Teknis Perencanaan, Pelaksanaan, Pengawasan, Pembangunan dan Pengelolaan Sistem Penyediaan Air Bersih Perdesaan**. Jakarta: Departemen PU
- Mangkudiharjo, Sarwoko. 1985. **PAB**. Surabaya: ITS
- Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. **Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama**. PU
- Soedibyoy, Ir. 2003. **Teknik Bendungan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
Soemarto, Ir. 1986. **Hidrologi Teknik**. Jakarta: Usaha Nasional
- Soemarto, Ir. 1986. **Hidrologi Teknik**. Jakarta: Usaha Nasional
- Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1**. Bandung: NOVA.
- Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2**. Bandung: NOVA.
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. **Bendungan Tipe Urugan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita

Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita

Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Hasil perhitungan yang telah dilakukan mulai dari analisis hidrologi, analisis hidrolika sampai dengan analisis kestabilan, dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Berdasarkan perhitungan luas DAS embung Kelbung adalah 0.17 km^2 dengan daerah tutupan berupa lahan pertanian yang digarap.
2. Berdasarkan analisa dengan menggunakan FJ Mock didapatkan debit andalan periodik maksimum adalah 8.14 l/dt sedangkan debit andalan periodik rata-rata adalah 2.41 l/dt .
3. Jumlah total kebutuhan air penduduk pada tahun 2040 sebesar $156 \text{ m}^3/\text{hari}$ atau 1.80 l/dt .
4. Pada perencanaan diketahui bahwa luasan tutupan Embung Kelbung $17.993.00 \text{ m}^2$ dengan kapasitas total tampungan sebesar 36207.00 m^3 pada elevasi $+136.10 \text{ m}$.
5. Berdasarkan analisis debit banjir akibat limpasan yang terjadi akibat curah hujan efektif adalah $3.51 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sedangkan debit banjir yang terjadi akibat *reservoir routing* adalah $2.87 \text{ m}^3/\text{dt}$.
6. Dimensi tubuh bendungan
 - Elevasi dasar bendungan (hilir) $= + 128.50 \text{ m}$
 - Elevasi dasar bendungan (hulu) $= + 130.50 \text{ m}$
 - Elevasi dasar bendungan (sumbu) $= + 129.50 \text{ m}$
 - Elevasi muka air banjir $= + 136.55 \text{ m}$
 - Elevasi mercu pelimpah $= + 136.10 \text{ m}$
 - Tinggi ruang bebas $= 2.00 \text{ m}$
 - Elevasi puncak bendungan $= + 138.65 \text{ m}$
 - Tinggi bendungan $= 9.05 \text{ m}$
 - Lebar mercu $= 4.50 \text{ m}$
 - Kemiringan lereng hulu $= 1 : 2$

- Kemiringan lereng hilir = 1 : 2

Data Perencanaan Spillway

- Tipe pelimpah = pelimpah samping
- Tipe mercu = mercu ogge hulu tegak
- Saluaran spillway = saluran terbuka
- Bahan = beton bertulang (acian)

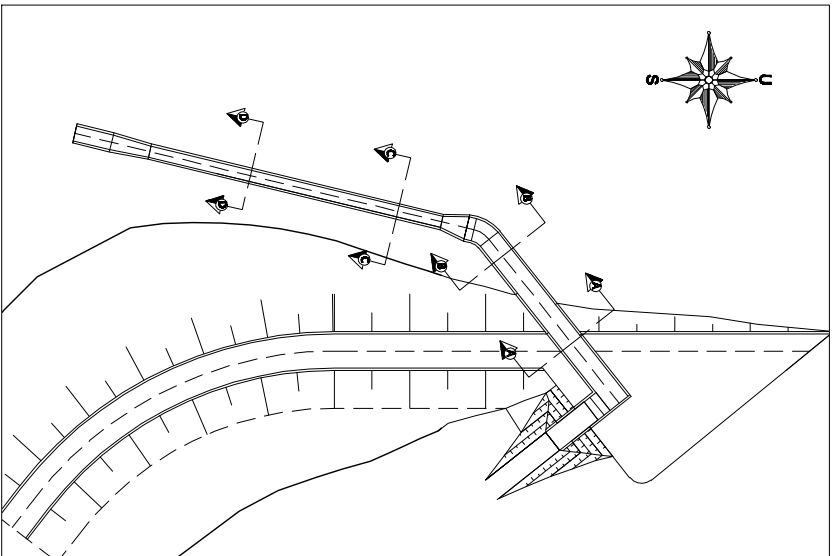
Data Perencanaan Hidrolika *Spillway*

- Qbanjir = 2.87 m³/dt
- Ho = 0.55 m
- Lebar pelimpah (B1) = 3.00 m
- Tingi pelimpah (Hp) = 0.60 m
- Panjang total = 82.50 m
- Lebar saluran = 1-3 m
- Tipe kolam olak = USBR Tipe III

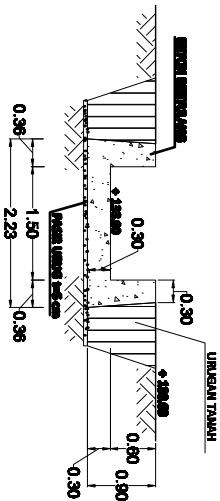
7. Berdasarkan analisis kestabilan tubuh bendung dan spillway diketahui bahwa syarat kestabilan terpenuhi oleh desain yang direncanakan.

7.2. Saran

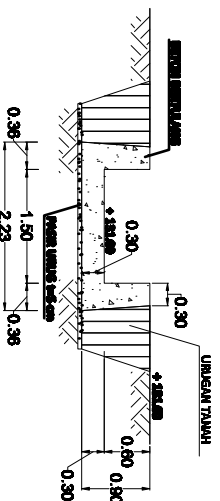
Dalam perencanaan bangunan khususnya bangunan air terdapat banyak hal yang perlu diperhatikan. Contohnya adalah pemilihan data hujan yang cukup akan menghindari terjadinya kesalahan analisis distribusi persebaran data. Disamping itu analisis dengan menggunakan beberapa metode akan menghasilkan tingkat akurasi analisa yang baik atau hampir mendekati kondisi nyata di lapangan. Pemilihan lokasi bangunan, spesifikasi rencana dan spesifikasi teknis juga harus diperhatikan dalam sebuah perencanaan guna menghasilkan desain yang optimal.



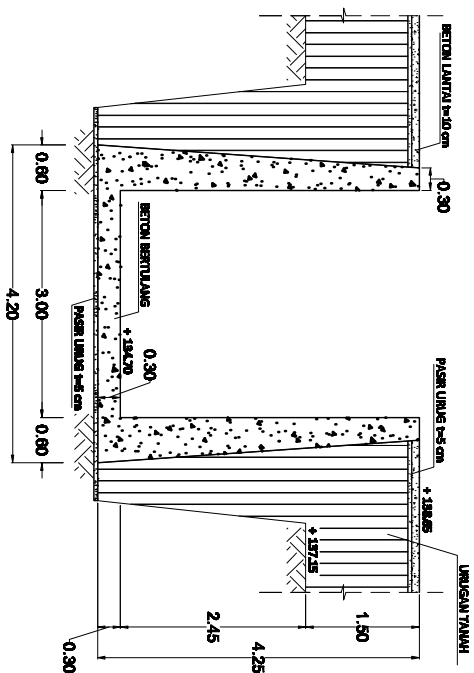
KEY PLAN SPILLWAY(A)
SEKALA 1:1000



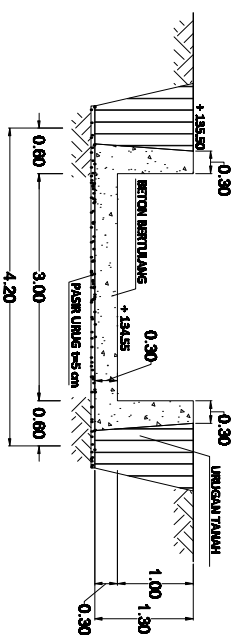
DETAIL C-C
SEKALA 1:100



DETAIL D-D
SEKALA 1:100



DETAIL A-A
SEKALA 1:100



DETAIL B-B
SEKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

KORUS, TUGAS 6 STUDI KASUS ANTAR LAMBAT DAN PERENCANAAN KAWASAN KAWASAN

ALOKASI

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

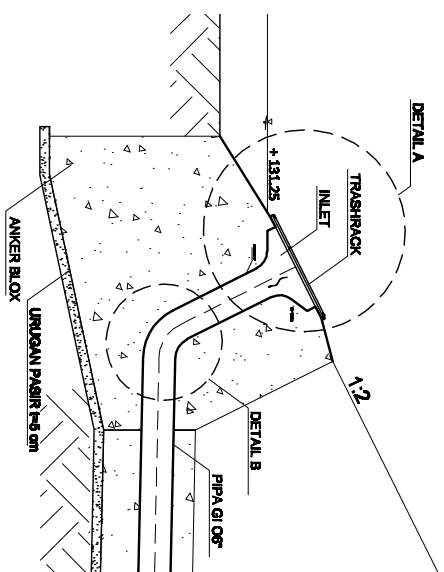
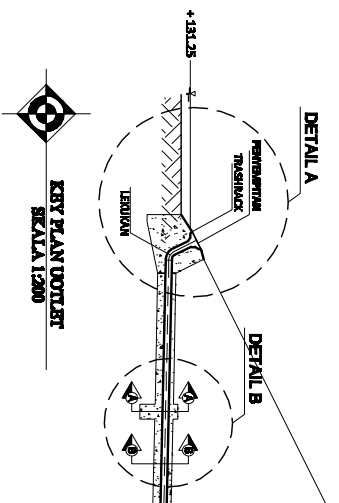
KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

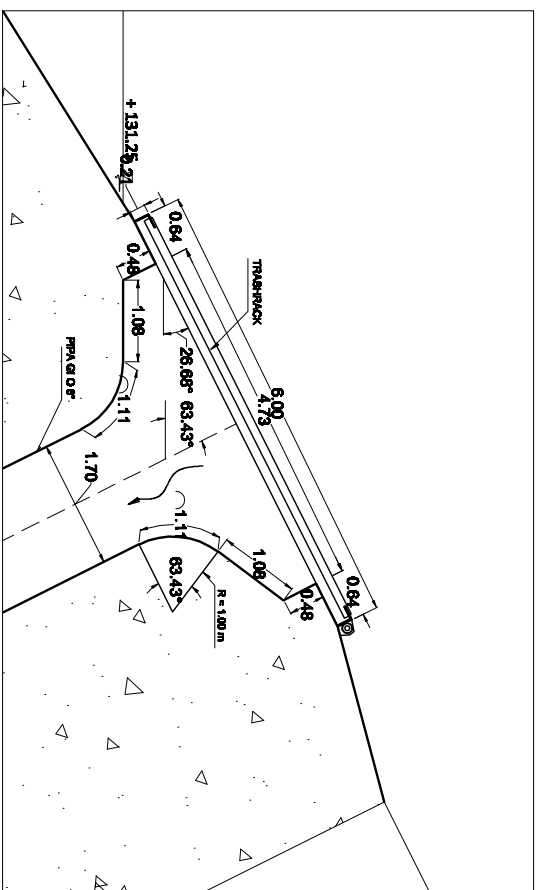
KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

KAWASAN KAWASAN

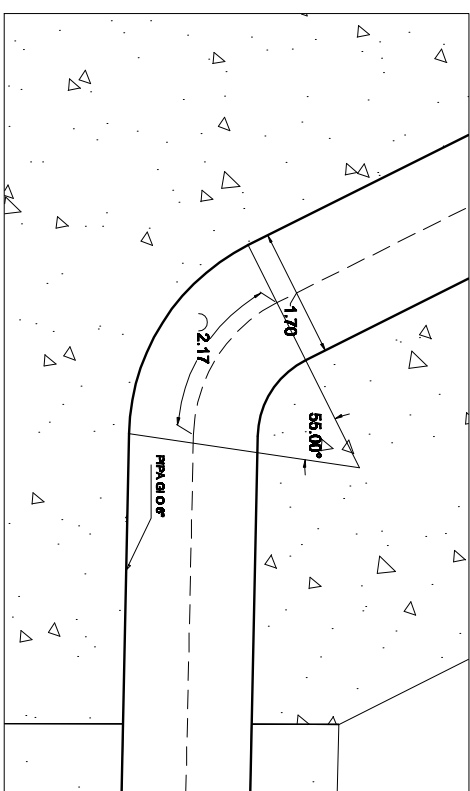



KRY PLAN DETAIL A
SKALA 1:40

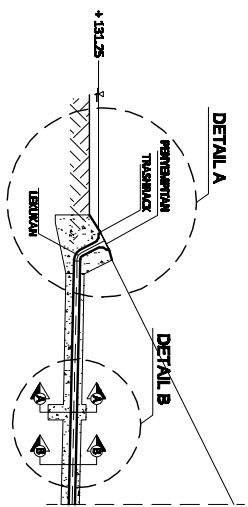


DETAIL A
SKALA 1:100

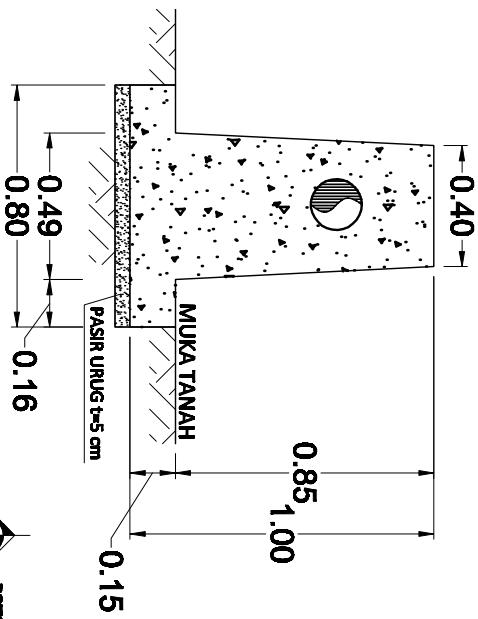
DETAIL B
SKALA 1:100



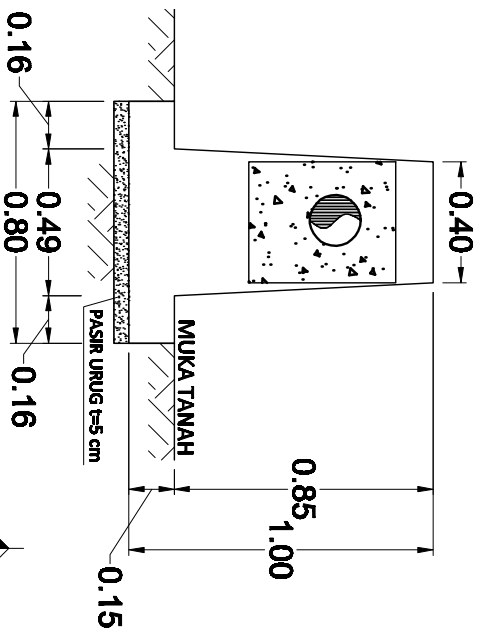
<div>  <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS SURABAYA</p> </div>		<div> <p>KODE: 100046</p> <p>REVISI: 01</p> <p>REVISI: 02</p> <p>REVISI: 03</p> <p>REVISI: 04</p> <p>REVISI: 05</p> <p>REVISI: 06</p> <p>REVISI: 07</p> <p>REVISI: 08</p> <p>REVISI: 09</p> <p>REVISI: 10</p> <p>REVISI: 11</p> <p>REVISI: 12</p> <p>REVISI: 13</p> <p>REVISI: 14</p> <p>REVISI: 15</p> <p>REVISI: 16</p> <p>REVISI: 17</p> <p>REVISI: 18</p> <p>REVISI: 19</p> <p>REVISI: 20</p> </div>		<div> <p>KODE: 100046</p> <p>REVISI: 01</p> <p>REVISI: 02</p> <p>REVISI: 03</p> <p>REVISI: 04</p> <p>REVISI: 05</p> <p>REVISI: 06</p> <p>REVISI: 07</p> <p>REVISI: 08</p> <p>REVISI: 09</p> <p>REVISI: 10</p> <p>REVISI: 11</p> <p>REVISI: 12</p> <p>REVISI: 13</p> <p>REVISI: 14</p> <p>REVISI: 15</p> <p>REVISI: 16</p> <p>REVISI: 17</p> <p>REVISI: 18</p> <p>REVISI: 19</p> <p>REVISI: 20</p> </div>	
<div> <p>KODE: 100046</p> <p>REVISI: 01</p> <p>REVISI: 02</p> <p>REVISI: 03</p> <p>REVISI: 04</p> <p>REVISI: 05</p> <p>REVISI: 06</p> <p>REVISI: 07</p> <p>REVISI: 08</p> <p>REVISI: 09</p> <p>REVISI: 10</p> <p>REVISI: 11</p> <p>REVISI: 12</p> <p>REVISI: 13</p> <p>REVISI: 14</p> <p>REVISI: 15</p> <p>REVISI: 16</p> <p>REVISI: 17</p> <p>REVISI: 18</p> <p>REVISI: 19</p> <p>REVISI: 20</p> </div>		<div> <p>KODE: 100046</p> <p>REVISI: 01</p> <p>REVISI: 02</p> <p>REVISI: 03</p> <p>REVISI: 04</p> <p>REVISI: 05</p> <p>REVISI: 06</p> <p>REVISI: 07</p> <p>REVISI: 08</p> <p>REVISI: 09</p> <p>REVISI: 10</p> <p>REVISI: 11</p> <p>REVISI: 12</p> <p>REVISI: 13</p> <p>REVISI: 14</p> <p>REVISI: 15</p> <p>REVISI: 16</p> <p>REVISI: 17</p> <p>REVISI: 18</p> <p>REVISI: 19</p> <p>REVISI: 20</p> </div>		<div> <p>KODE: 100046</p> <p>REVISI: 01</p> <p>REVISI: 02</p> <p>REVISI: 03</p> <p>REVISI: 04</p> <p>REVISI: 05</p> <p>REVISI: 06</p> <p>REVISI: 07</p> <p>REVISI: 08</p> <p>REVISI: 09</p> <p>REVISI: 10</p> <p>REVISI: 11</p> <p>REVISI: 12</p> <p>REVISI: 13</p> <p>REVISI: 14</p> <p>REVISI: 15</p> <p>REVISI: 16</p> <p>REVISI: 17</p> <p>REVISI: 18</p> <p>REVISI: 19</p> <p>REVISI: 20</p> </div>	



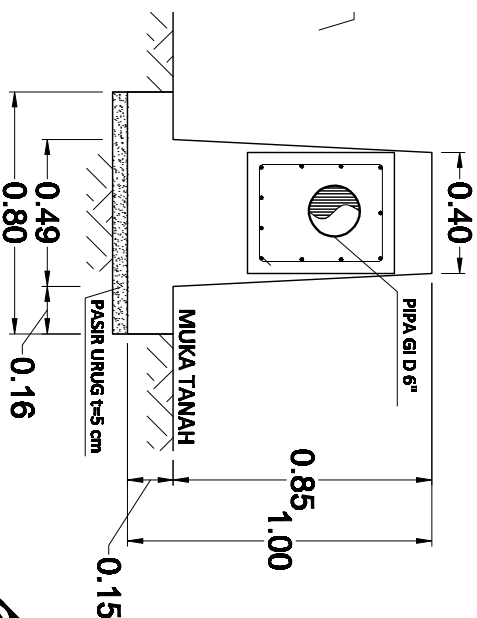
KUTUP MAIN DETAIL B
SKALA 1:200



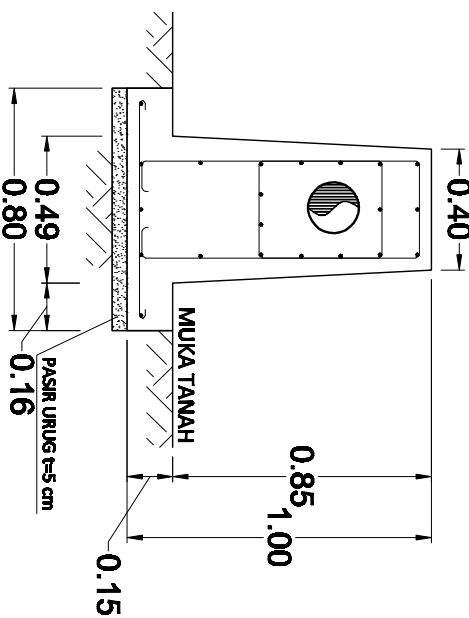
POTONGAN A-A
SKALA 1:25



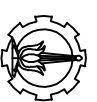
POTONGAN B-B
SKALA 1:25



POTONGAN TILANGAN A-A
SKALA 1:25



POTONGAN TILANGAN B-B
SKALA 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

KODE: T00046
JURUSAN TEKNIK SIPIL
KAMPUS SURABAYA

DAFTAR ISI

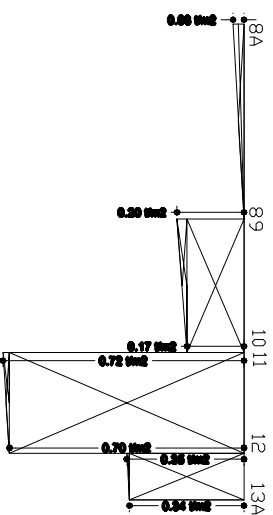
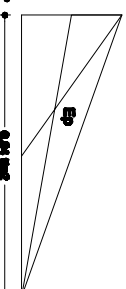
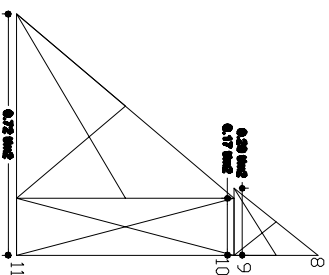
DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI



7	8.60	2.70	3.90	1.30	4.00	49.60	0.69	0.90	0.21
8	8.60	2.70	7.63	2.54	5.29	49.60	0.91	0.90	-0.01
9	8.60	2.95	7.63	2.54	5.49	49.60	0.95	1.15	0.20
10	8.60	2.95	8.03	2.68	5.69	49.60	0.98	1.15	0.17
11	8.60	3.61	8.03	2.68	6.39	49.60	1.09	1.81	0.72
12	8.60	3.61	8.33	2.78	6.59	49.60	1.11	1.81	0.70
13	8.60	3.91	8.33	2.78	6.69	49.60	1.16	1.51	0.35



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

[illegible]

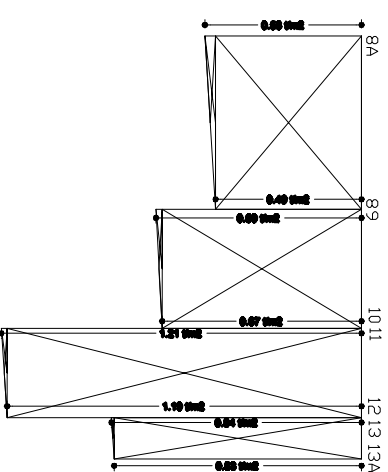
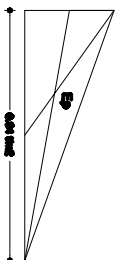
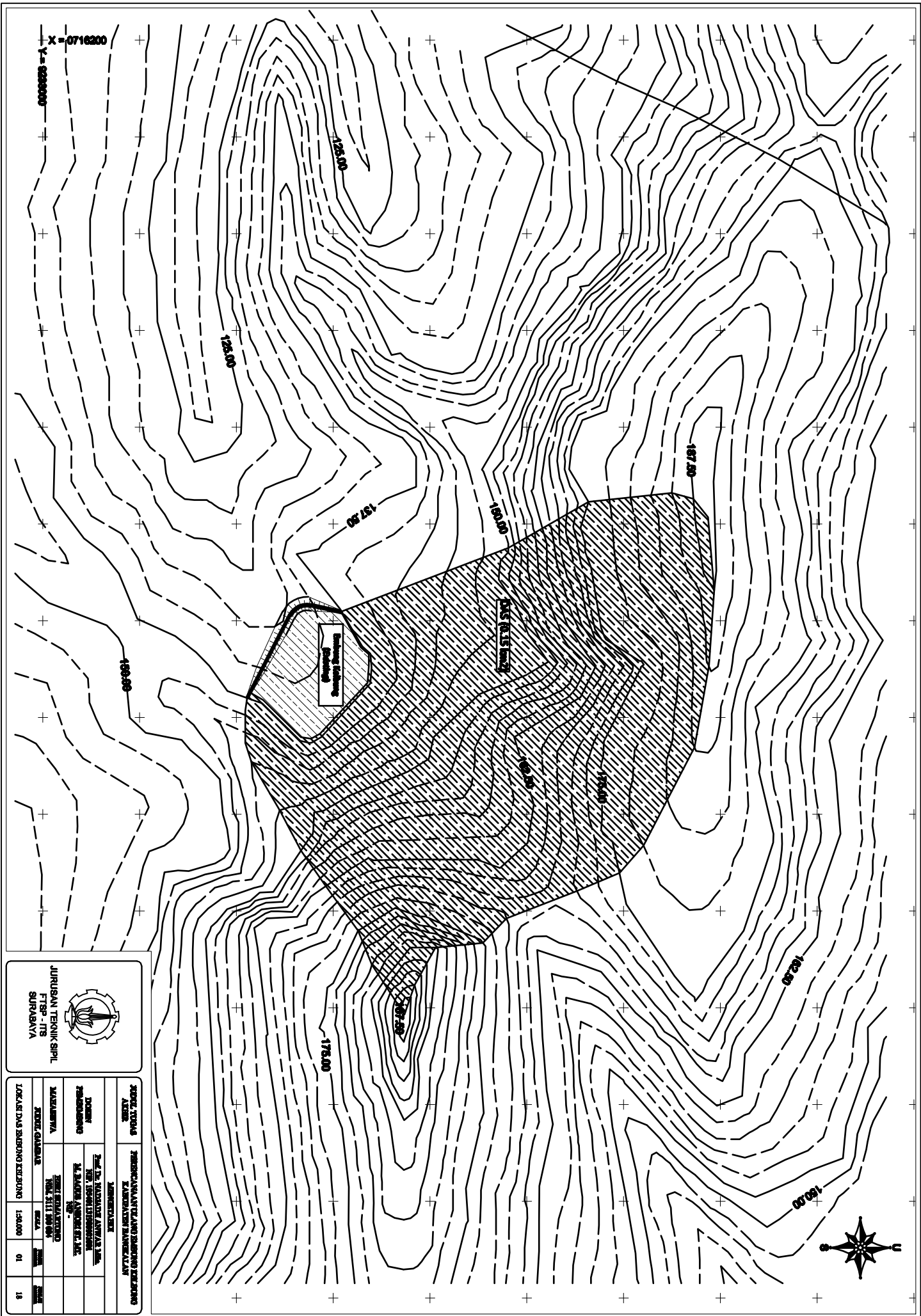


DIAGRAM TEGANGAN UPDIFT (BANJIR)
TANPA SKALA

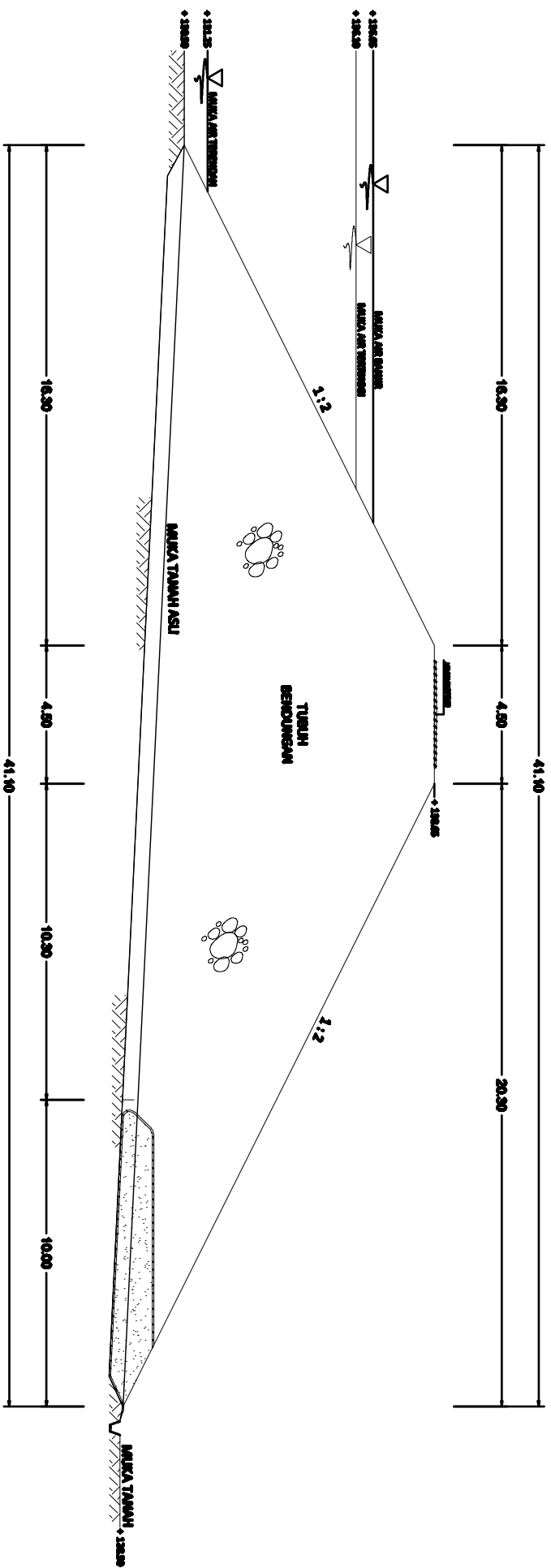
7	9.15	2.70	3.90	1.90	4.00	50.00	0.73	1.45	0.72
8	9.15	2.70	7.63	7.63	5.24	50.00	0.86	1.45	0.49
9	9.15	2.95	7.63	5.49	50.00	1.01	1.70	0.69	
10	9.15	2.95	8.03	2.68	5.63	50.00	1.03	1.70	0.67
11	9.15	3.61	8.03	2.68	6.29	50.00	1.15	2.96	1.21
12	9.15	3.61	8.33	2.78	6.39	50.00	1.17	2.96	1.19
13	9.15	3.91	8.33	3.73	6.69	50.00	1.12	2.06	0.84
14	9.15	3.91	10.20	3.40	7.31	50.00	1.14	2.06	0.72

KEMENTERIAN AGRIKULTUR	PERSEKUTUAN TUMBUH BAKU BAKU KEMENTERIAN AGRIKULTUR	
	KEMENTERIAN AGRIKULTUR	
DOSEN PROFESOR	DR. DR. H. HADJAH ANWARAH, S.H., M.P., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.	
MAGISTERIA	DR. H. HADJAH ANWARAH, M.P., S.H., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.	
KOROS GADARAH	DR. H. HADJAH ANWARAH, M.P., S.H., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.	DR. H. HADJAH ANWARAH, M.P., S.H., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.
DATA UJI DAN DATA PENGAMATAN MELAKUKAN GABUNGAN DAN PANGKAT	DR. H. HADJAH ANWARAH, M.P., S.H., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.	DR. H. HADJAH ANWARAH, M.P., S.H., I.S.H., M. MANAJEMEN, AGRIK. M.P., M.P.



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000		JURUSAN TEKNIK SIPIL	
KODE: 000000		FTSP - ITS	
KODE: 000000		SURABAYA	
KODE: 000000</			



PTSP-ITS
SURABAYA

KODE: 10004
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FACULTY OF ENGINEERING
ITS

KELOMPOK: 10004
NAMA: ...

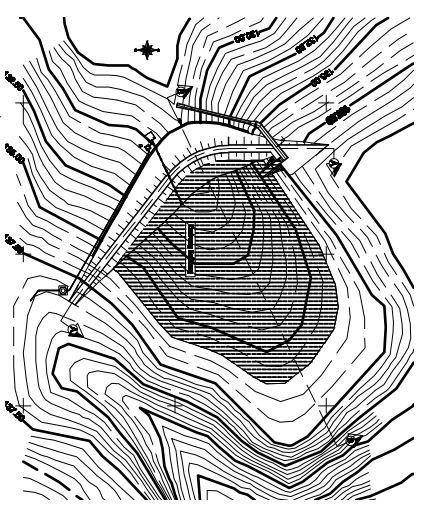
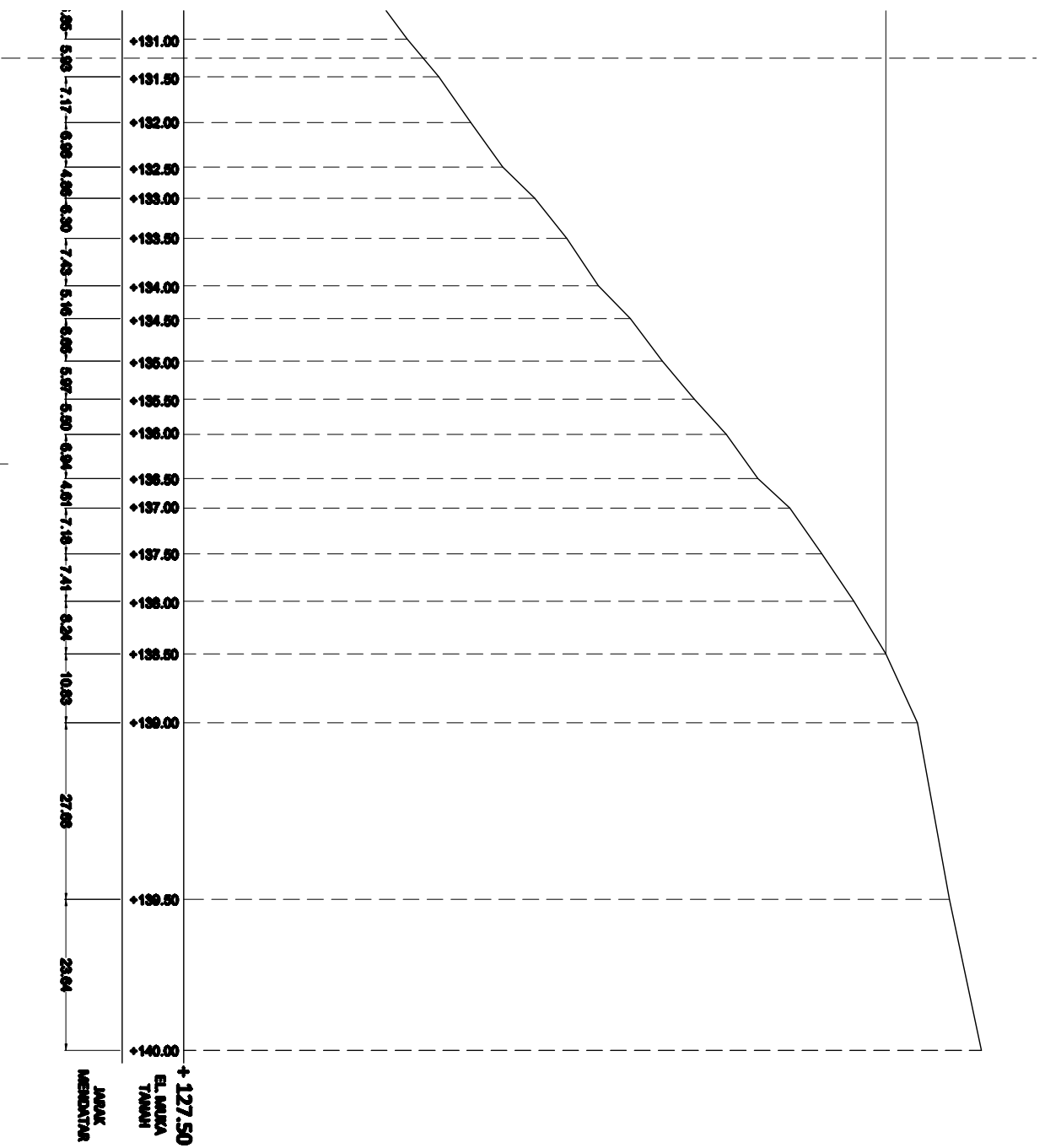
NO. ...

NO. ...

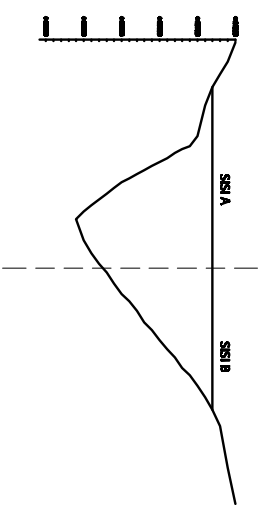
NO. ...

NO. ...

NO. ...



KEY PLAN EMBUNG KELBUNG
SKALA 1:5000



KEY PLAN POTONGAN A-A
SKALA V=1:500 ; H=1:5000



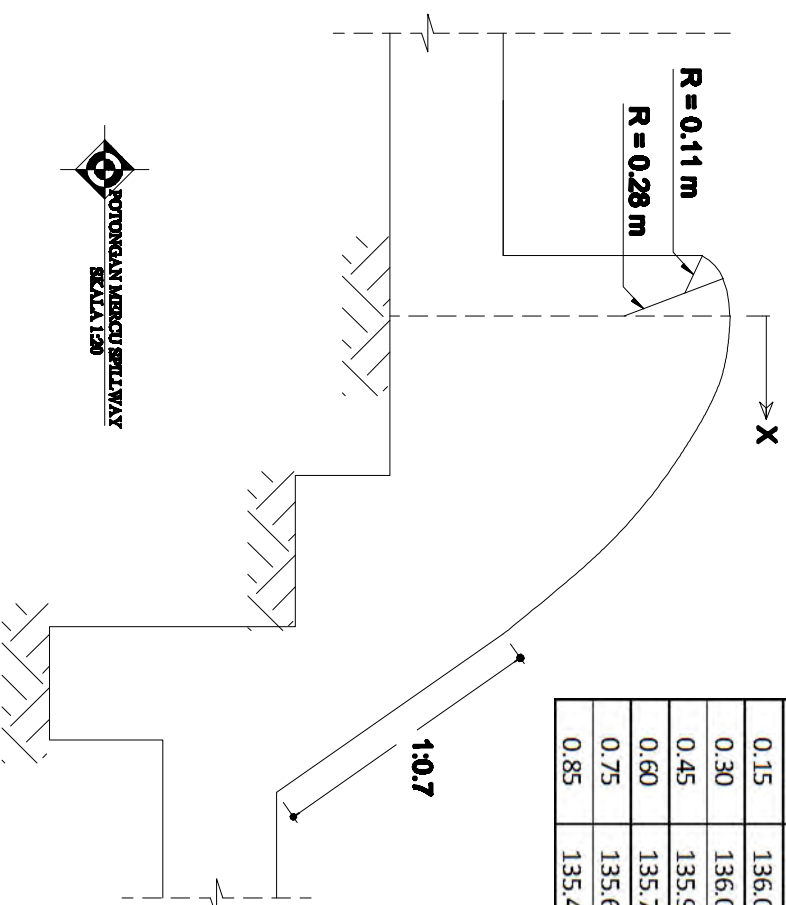
POTONGAN MELINTANG (SIN B)
SKALA V=1:100 ; H = 1:1000



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

[illegible]

x	Elevasi
0.00	136.10
0.15	136.08
0.30	136.01
0.45	135.91
0.60	135.78
0.75	135.61
0.85	135.48



**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA**

[illegible]

Tabel 1. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2004

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	6	12	0	0	0	9	0	0	8	0	7	0
2	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0
3	8	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	66
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	55
5	42	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	6	0
7	0	12	0	0	5	0	0	0	0	0	57	7
8	0	11	0	0	0	0	0	0	0	0	7	1
9	0	12	0	0	0	0	0	0	33	0	0	24
10	0	22	0	0	0	32	0	0	0	0	0	9
11	0	0	0	0	0	2	0	8	4	0	0	52
12	0	0	19	12	0	0	0	0	8	0	4	26
13	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	2
14	0	16	0	0	4	0	0	12	0	0	2	72
15	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	4
16	0	0	0	8	0	0	0	24	0	0	14	51
17	20	18	12	0	12	0	0	0	0	0	0	34
18	0	41	0	4	0	0	0	0	0	24	48	25
19	0	0	0	42	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	17	0	0	4	0	0	0	0	61	12	12
21	0	19	18	48	0	0	0	0	0	0	7	19
22	0	0	22	12	0	0	0	0	0	0	6	12
23	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
24	0	0	2	0	24	0	0	0	0	0	0	5
25	9	0	12	16	0	0	0	0	0	0	0	6
26	11	0	0	0	7	0	0	0	0	69	0	10
27	0	0	47	16	26	5	0	35	0	42	0	12
28	4	0	0	0	0	0	0	0	0	34	0	36
29	2	0	2	0	2	0	0	0	0	7	0	3
30	0	0	8	0	8	17	0	0	0	5	0	31
31	2	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0
Total	108	236	142	166	96	69	0	79	53	242	177	574
Hari hujan	11	12	9	10	10	7	0	4	4	7	12	24
Hujan Max	42	42	47	48	26	32	0	35	33	69	57	72
Total Setahun=	1942		Total Hari hujan dln				110					
Max th.2004 =	72											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 2. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2005

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	6	0	5	4	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	7	0	21	2	0	0	0	0	0	0	0	0
4	6	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0	7
5	24	0	11	3	0	0	0	0	0	0	0	6
6	25	0	28	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	15	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	5
8	18	0	23	7	0	0	0	0	0	0	7	0
9	2	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	28	0	16	68	0	0	0	0	0	0	0	25
11	16	0	6	45	0	0	0	0	0	0	12	0
12	26	0	7	37	0	0	0	0	0	0	0	0
13	26	0	3	11	0	0	0	0	0	0	0	0
14	23	16	4	22	0	0	0	0	0	0	0	60
15	19	18	16	7	0	0	0	0	0	0	0	0
16	11	11	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0
17	28	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	57	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	10	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	14	16	0	21	0	0	0	0	0	16	2	0
21	14	7	0	4	0	0	0	0	0	0	0	6
22	28	11	0	17	0	0	0	0	0	0	0	12
23	32	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0
24	16	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	29	12	5	40	0	0	0	0	0	0	13	5
26	21	3	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0
27	0	5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	10	0	7	0	0	0	0	0	0	0	4
29	0	0	7	12	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
Total	513	188	235	340	0	0	0	0	0	16	50	132
Hari hujan	26	14	17	19	0	0	0	0	0	1	6	10
Hujan Max	57	26	28	68	0	0	0	0	0	16	13	60
Total Setahun=	1474		Total Hari hujan dlm		93							
Max th.2005 =	68											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 3. Tabel Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2006

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	6	12	12	0	31	24	6	0	0	12	7	6
2	2	7	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0
3	0	5	5	9	22	0	21	0	0	4	3	3
4	10	13	16	0	0	0	17	0	0	2	0	0
5	7	8	0	4	3	0	0	0	0	9	12	0
6	6	0	9	0	0	0	0	0	6	0	0	8
7	13	0	17	0	0	0	26	0	18	4	6	6
8	0	10	0	3	0	0	9	0	0	0	7	0
9	10	0	3	0	0	4	12	0	0	6	0	0
10	0	0	0	5	4	0	0	0	0	7	12	9
11	0	22	10	12	0	6	0	0	0	12	4	4
12	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	3	3
13	4	9	0	0	3	0	0	0	0	0	7	0
14	6	0	32	8	0	12	0	0	0	14	11	2
15	8	14	0	0	6	0	0	0	0	0	18	42
16	2	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	11	22	32	17	0	0	0	0	18	0	23
18	1	0	0	4	22	4	12	0	0	0	0	5
19	0	0	21	0	0	5	0	0	0	10	0	4
20	0	5	0	7	0	0	0	0	0	12	0	12
21	0	23	11	0	0	22	6	0	0	13	8	12
22	0	22	9	12	0	42	0	0	0	0	0	7
23	0	18	5	5	0	31	0	0	18	6	10	28
24	0	32	32	0	0	7	0	8	0	8	0	16
25	0	25	4	2	0	14	23	0	0	4	3	0
26	0	22	21	12	0	0	8	0	5	7	0	28
27	0	6	4	0	0	0	16	0	0	12	4	4
28	0	9	0	0	0	0	40	0	13	4	0	0
29	0	0	14	32	0	12	47	0	8	0	2	8
30	0	0	18	0	0	0	32	0	32	17	0	16
31	0	0	0	0	0	0	18	0	0	18	0	3
Total	75	310	265	147	108	183	293	8	100	202	117	249
Hari hujan	12	21	19	14	8	12	15	1	7	22	16	22
Hujan Max	13	32	32	32	31	42	47	8	32	18	18	42
Total Setahun=	2057		Total Hari hujan dln 169									
Max th.2006 =	47											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 4. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2007

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	24	8	12	0	0	0	0	0	0	0	12	11
2	8	12	0	0	32	0	0	0	0	0	8	0
3	0	14	0	18	42	0	0	0	0	0	27	4
4	3	0	6	57	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	18	18	52	12	0	0	0	0	0	4	12
6	2	9	0	16	0	0	0	0	0	0	12	8
7	6	10	18	18	7	5	0	0	0	0	0	0
8	20	45	2	0	0	0	0	0	0	0	3	26
9	0	16	13	9	6	0	0	0	0	0	6	63
10	4	49	0	10	0	2	0	0	0	0	0	65
11	32	4	6	16	10	0	0	0	0	0	0	32
12	0	6	8	18	0	0	0	0	0	26	0	42
13	22	7	12	0	0	0	0	0	0	24	4	43
14	0	12	6	21	12	0	0	0	0	37	42	21
15	36	0	20	7	0	0	0	0	0	0	0	8
16	0	17	2	8	0	0	0	0	0	6	6	9
17	36	26	18	24	0	0	0	0	0	8	8	42
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	36	16
19	20	19	17	6	0	0	0	0	0	0	0	11
20	3	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
21	6	19	12	0	0	11	0	0	0	61	0	26
22	0	7	42	6	0	0	0	0	0	32	0	18
23	7	4	0	29	0	0	0	0	0	0	0	36
24	29	16	0	0	0	0	0	0	0	12	0	32
25	8	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	26
26	0	18	0	3	0	0	0	0	0	6	0	47
27	7	26	0	0	0	0	0	0	0	2	0	18
28	5	12	0	0	0	0	0	0	0	4	0	42
29	3	0	0	37	0	0	0	0	0	35	0	13
30	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37
Total	287	398	212	361	121	18	0	0	0	259	168	730
Hari hujan	21	24	16	19	7	3	0	0	0	13	12	28
Hujan Max	36	49	42	57	42	11	0	0	0	61	42	65
Total Setahun=	2554											
Max th.2007 =	65											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 5. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2008

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	17	32	5	0	0	0	0	0	0	12	0	0
2	23	27	16	12	12	0	0	0	0	0	0	0
3	36	0	0	0	0	0	0	0	0	3	50	0
4	29	0	2	0	16	0	0	0	0	0	5	0
5	18	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0
6	16	6	0	0	5	0	0	0	0	0	11	0
7	38	0	0	0	0	0	0	0	0	17	0	0
8	28	24	3	0	8	0	0	0	0	48	0	0
9	11	39	0	0	0	0	0	0	0	28	0	0
10	18	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0
11	12	0	0	9	0	0	0	0	0	13	9	23
12	24	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
13	26	7	4	0	0	0	0	0	0	12	0	31
14	8	0	0	4	0	0	0	0	0	17	0	0
15	0	2	9	0	0	0	0	0	0	21	0	41
16	27	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	22
17	26	0	3	13	0	0	0	0	0	6	0	0
18	21	5	0	0	0	0	0	0	0	8	0	26
19	18	0	0	18	0	0	0	0	0	16	0	0
20	41	0	2	2	0	0	0	0	0	0	65	12
21	12	4	0	0	0	0	0	0	0	0	10	12
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0	0
23	18	2	0	8	0	0	0	0	0	30	0	7
24	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	34
26	6	36	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0
27	28	17	6	16	0	0	0	0	0	12	20	5
28	12	0	0	0	0	0	0	0	0	6	29	0
29	22	18	2	0	0	0	0	0	0	8	20	0
30	0	0	4	0	0	0	0	0	0	5	0	0
31	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	543	225	64	117	41	0	0	0	0	284	219	225
Hari hujan	26	14	13	12	4	0	0	0	0	19	9	12
Hujan Max	41	39	16	21	16	0	0	0	0	48	65	41
Total Setahun=	1718			Total Hari hujan dln	109							
Max th.2008 =	65											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 6. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2009

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	0	5	0	12	2	0	0	0	0	0	0	20
2	0	12	2	0	0	12	0	0	0	4	0	18
3	3	2	0	0	6	6	0	0	0	26	0	19
4	4	0	6	2	0	4	0	0	0	0	0	20
5	2	13	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0
6	0	0	7	3	0	0	0	0	0	0	0	25
7	17	11	0	0	0	3	0	0	0	16	10	18
8	0	14	0	6	0	22	0	0	0	0	0	0
9	0	0	8	0	0	0	0	0	0	22	0	0
10	18	16	0	2	0	0	0	0	0	0	13	36
11	6	18	0	2	0	0	0	0	0	31	0	0
12	0	24	12	0	0	8	0	0	0	0	0	20
13	32	25	0	3	0	3	0	0	0	0	6	0
14	16	0	0	0	12	12	0	0	0	0	0	25
15	12	0	13	0	0	0	0	0	0	22	21	0
16	0	12	0	11	8	0	0	0	0	11	0	0
17	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	45
18	2	4	11	0	0	0	0	0	0	0	50	0
19	0	17	0	2	0	0	0	0	0	8	0	0
20	13	18	0	12	21	0	0	0	0	0	0	32
21	2	4	0	0	4	0	0	0	0	0	0	20
22	37	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	4	0	6	3	7	0	0	0	0	0	0
24	8	0	0	2	0	6	0	0	0	0	40	19
25	0	5	0	17	12	11	0	0	0	0	13	38
26	4	0	0	13	0	0	0	0	0	0	6	33
27	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	3	20	0	0	0	0	0	0	18
29	2	0	0	7	0	0	0	0	0	0	41	0
30	12	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	42
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	191	204	59	111	112	94	0	0	0	140	206	448
Hari hujan	18	17	7	17	11	11	0	0	0	8	10	17
Hujan Max	37	25	13	17	21	22	0	0	0	31	50	45
Total Setahun=	1565			Total Hari hujan dlm	116							
Max th.2009 =	50											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 7. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2010

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	20	16	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	56	21	4	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	15	0
7	0	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
8	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	25	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0
10	9	31	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	35	0	0	0	0	0	0	0	12
14	0	25	0	40	0	0	0	0	0	0	0	2
15	0	20	20	0	0	0	0	0	0	0	10	0
16	9	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0
17	36	0	15	0	0	0	0	0	0	0	7	0
18	0	0	2	68	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	14	0
20	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	2	0
21	25	0	0	52	0	0	0	0	0	0	23	0
22	0	33	0	0	0	0	0	0	0	0	30	0
23	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	11	9
25	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0
27	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	14	40
28	0	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	150	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	84
30	140	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	46
31	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	7	0
Total	477	260	171	320	91	0	0	0	0	0	140	200
Hari hujan	9	8	11	11	4	0	0	0	0	0	12	7
Hujan Max	150	56	26	68	38	0	0	0	0	0	30	84
Total Setahun=	1659		Total Hari hujan dlm 62									
Max th.2010 =	150											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 8. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2011

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
2	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26
3	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	15	44	0	0	0	0	0	0	0	0	22
5	0	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0
6	15	16	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0
7	0	8	21	0	13	0	0	0	0	0	0	0
8	5	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	9
9	0	18	0	0	39	0	0	0	0	0	0	0
10	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
11	21	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	10
12	29	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	0
13	5	65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	2	22	0	0	0	0	0	0	0	0	42	0
16	10	40	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	12	0	12	43	0	0	0	0	0	0	50	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36
19	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	25	0
20	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	22	0
21	0	8	37	0	0	0	0	0	0	0	43	30
22	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	26	0
23	0	0	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0
24	23	7	0	0	0	10	0	0	0	0	0	24
25	0	30	0	3	0	25	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
27	25	30	0	0	0	0	0	0	0	0	25	0
28	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0
29	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22	21
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	251	287	152	60	89	75	0	0	0	0	255	207
Hari hujan	15	14	6	4	6	4	0	0	0	0	8	10
Hujan Max	35	65	44	43	39	25	0	0	0	0	50	36
Total Setahun=	1376			Total Hari hujan dlm	67							
Max th.2011 =	65											

(Sumber:BMKG Jawa Timur)

Tabel 9. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2012

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
3	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	1
4	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	68
5	0	0	41	27	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	23	8	0	0	0	0	0	0	0
7	12	0	0	0	24	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	46	0	0	0	0	0	0	0	0	21
9	0	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	30
12	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	19	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	32
15	0	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	23	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
18	0	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
20	9	22	0	25	0	0	0	0	0	0	0	19
21	13	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	59	12	0	0	0	0	0	0	0	0	39
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0
25	11	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0
26	25	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	0
28	12	0	0	25	25	0	0	0	0	0	0	0
29	50	19	33	0	20	0	0	0	0	0	0	0
30	10	0	0	10	51	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	216	131	244	144	174	0	0	0	0	0	26	237
Hari hujan	12	5	10	7	7	0	0	0	0	0	2	10
Hujan Max	50	59	46	27	51	0	0	0	0	0	16	68
Total Setahun=	1172		Total Hari hujan dln 53									
Max th.2012 =	68											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 10. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2013

Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	38	0	0	0	0	10
4	0	0	55	0	44	0	0	0	0	0	0	25
5	30	0	0	65	0	10	0	0	0	0	9	0
6	50	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	17	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	55	35	38	0	0	0	0	0	0	0	28
9	0	18	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
14	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
17	16	11	0	0	0	0	0	0	0	0	8	40
18	0	0	0	52	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	6	0	0	0	0	0	0	28	22	0
20	2	0	0	0	0	8	0	0	0	6	0	25
21	0	23	0	0	0	0	0	0	0	8	29	8
22	0	0	9	0	0	0	15	0	0	17	0	5
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25	32	1
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25	0	0
25	0	15	0	0	0	0	0	0	0	15	0	49
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	54	4	0	0	0	0	0	0	0	8	0	0
29	0	0	39	0	0	25	0	0	0	0	19	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	152	195	258	155	44	43	78	0	0	146	119	229
Hari hujan	5	10	9	3	1	3	3	0	0	9	6	12
Hujan Max	54	55	55	65	44	25	38	0	0	28	32	49
Total Setahun=	1419			Total Hari hujan dlm	61							
Max th.2013 =	65											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 11. Tabel Curah Hujan Harian Stasiun Dupok 2014

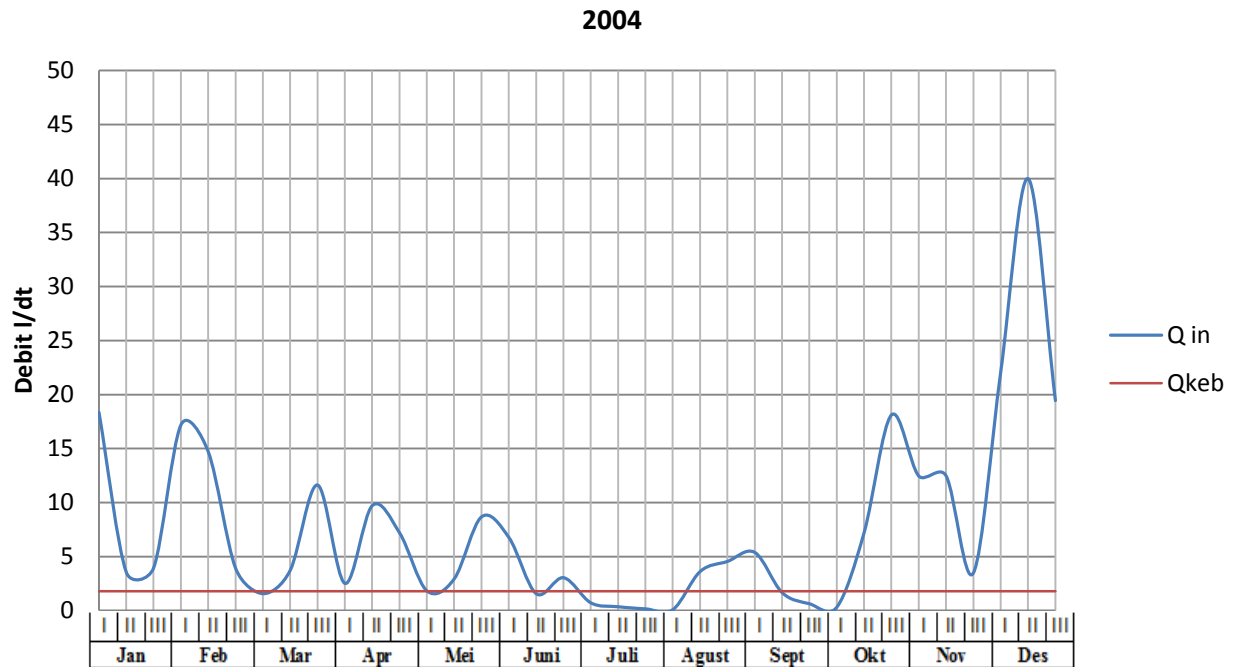
Tanggal	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des
1	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0
2	11	6	21	2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	13	0	0	2	9	0	0	0	0	0	0	0
4	0	20	20	3	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	15	0	0	0	0	0	24	24
6	0	51	15	0	8	0	0	0	0	0	0	0
7	5	2	22	5	0	0	0	0	0	0	0	0
8	8	22	2	0	0	0	0	0	0	0	10	0
9	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	24	24
10	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
13	4	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	3
14	11	0	23	1	0	0	0	0	0	0	0	0
15	15	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	4	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	61
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	25	2	0	0	0	0	0	0	0	0
19	10	25	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	20	17	18	0	18	0	0	0	0	0	0	0
21	37	18	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	10	7	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	21	8	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	12	0	0	14	5	0	0	0	0	0	0	6
26	65	0	50	0	4	0	0	0	0	0	0	2
27	104	56	67	0	15	0	0	0	0	0	0	0
28	8	63	43	0	20	0	0	0	0	0	0	0
29	0	43	2	0	0	0	0	0	0	0	0	62
30	4	2	5	25	16	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	375	371	351	88	112	0	0	0	0	0	58	186
Hari hujan	19	19	19	11	10	0	0	0	0	0	3	8
Hujan Max	104	63	67	25	20	0	0	0	0	0	24	62
Total Setahun=	1541		Total Hari hujan dln		89							
Max th.2014 =	104											

(Sumber: BMKG Jawa Timur)

Tabel 12. Akumulasi Volume Kekurangan 2004

2004 Bulan	Periode	Q in l/dt	Qkeb l/dt	N hari	Volume (+) m3	Volume (-) m3
Jan	I	18.35	1.80	10	14300	0
	II	3.56	1.80	10	1517	0
	III	3.95	1.80	11	2047	0
Feb	I	17.19	1.80	10	13299	0
	II	14.70	1.80	10	11148	0
	III	3.92	1.80	8	1468	0
Mar	I	1.57	1.80	10	0	199
	II	3.74	1.80	10	1673	0
	III	11.63	1.80	11	9338	0
Apr	I	2.52	1.80	10	624	0
	II	9.71	1.80	10	6838	0
	III	7.20	1.80	10	4663	0
Mei	I	1.83	1.80	10	26	0
	II	2.94	1.80	10	984	0
	III	8.68	1.80	11	6539	0
Juni	I	6.77	1.80	10	4298	0
	II	1.57	1.80	10	0	201
	III	3.05	1.80	10	1078	0
Juli	I	0.72	1.80	10	0	933
	II	0.36	1.80	10	0	1244
	III	0.16	1.80	11	0	1555
Agust	I	0.09	1.80	10	0	1477
	II	3.62	1.80	10	1575	0
	III	4.55	1.80	11	2618	0
Sept	I	5.39	1.80	10	3099	0
	II	1.66	1.80	10	0	117
	III	0.63	1.80	10	0	1007
Okt	I	0.32	1.80	10	0	1281
	II	7.22	1.80	10	4687	0
	III	18.11	1.80	11	15505	0
Nov	I	12.46	1.80	10	9210	0
	II	12.47	1.80	10	9220	0
	III	3.49	1.80	10	1463	0
Des	I	22.11	1.80	10	17551	0
	II	39.98	1.80	10	32990	0
	III	19.44	1.80	11	16767	0
Total					194525	8014

(Sumber : Perhitungan)



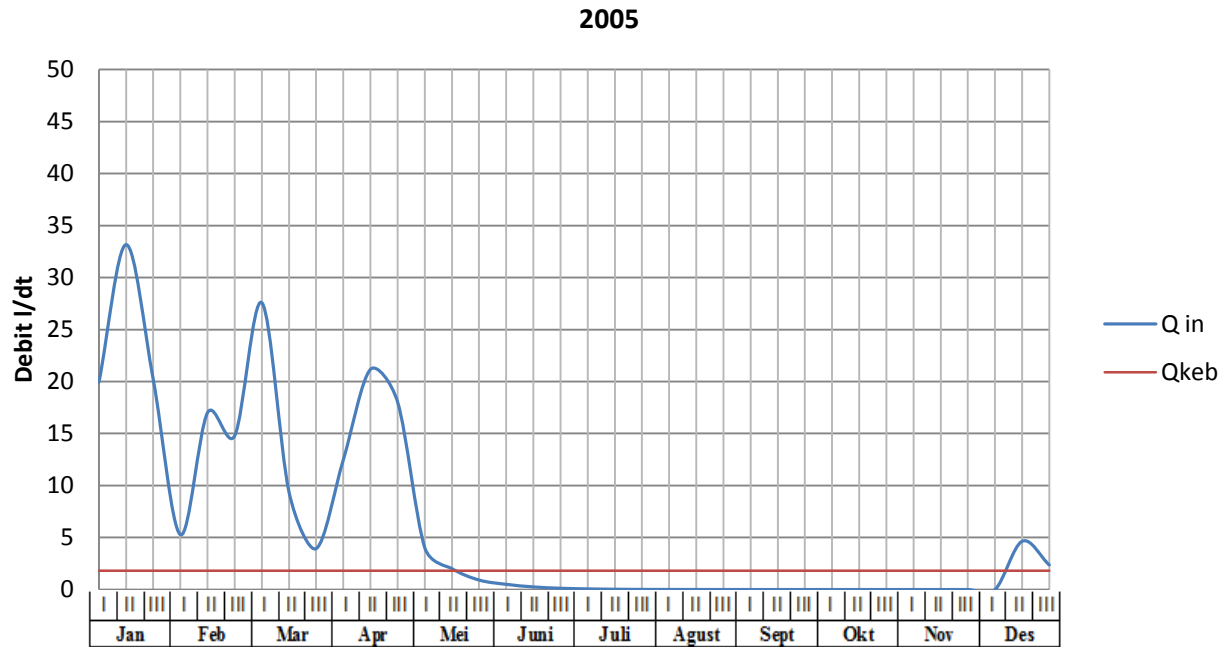
Gambar 1. Grafik Water Balance Tahun 2005

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 13. Akumulasi Volumet Kekurangan 2005

2005	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	19.94	1.80	10	15671	0
	II	33.15	1.80	10	27090	0
	III	20.17	1.80	11	17462	0
Feb	I	5.27	1.80	10	2999	0
	II	17.01	1.80	10	13143	0
	III	14.79	1.80	8	8979	0
Mar	I	27.57	1.80	10	22264	0
	II	9.36	1.80	10	6528	0
	III	3.94	1.80	11	2029	0
Apr	I	12.49	1.80	10	9235	0
	II	21.17	1.80	10	16735	0
	III	18.01	1.80	10	14009	0
Mei	I	4.01	1.80	10	1911	0
	II	2.01	1.80	10	178	0
	III	0.91	1.80	11	0	844
Juni	I	0.50	1.80	10	0	1122
	II	0.25	1.80	10	0	1339
	III	0.13	1.80	10	0	1447
Juli	I	0.06	1.80	10	0	1501
	II	0.03	1.80	10	0	1528
	III	0.01	1.80	11	0	1697
Agust	I	0.01	1.80	10	0	1548
	II	0.00	1.80	10	0	1552
	III	0.00	1.80	11	0	1709
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1554
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	11	0	1711
Nov	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Des	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	4.64	1.80	10	2455	0
	III	2.36	1.80	11	531	0
Total					161218	29993

(Sumber : Perhitungan)



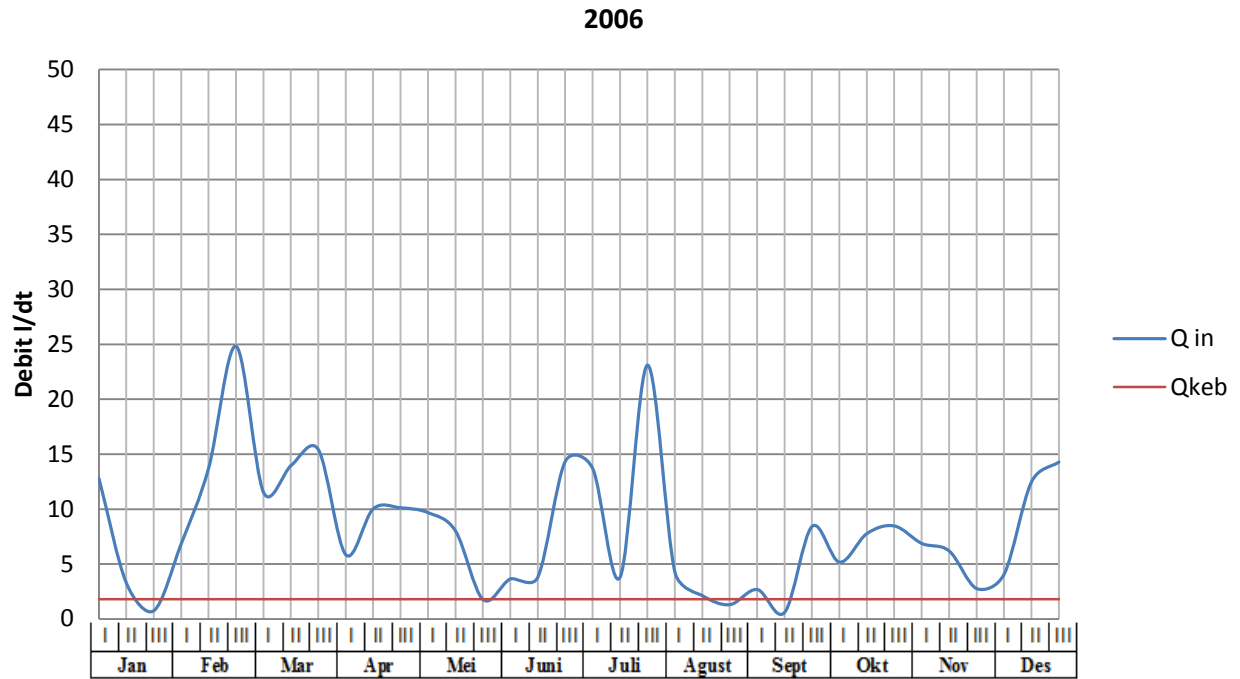
Gambar 2. Grafik Water Balance Tahun 2005

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 14. Akumulasi Volume Kekurangan 2006

2006	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	12.78	1.80	10	9490	0
	II	3.26	1.80	10	1264	0
	III	0.74	1.80	11	0	1003
Feb	I	6.85	1.80	10	4363	0
	II	13.75	1.80	10	10323	0
	III	24.83	1.80	8	15917	0
Mar	I	11.52	1.80	10	8400	0
	II	13.96	1.80	10	10502	0
	III	15.40	1.80	11	12930	0
Apr	I	5.84	1.80	10	3492	0
	II	10.02	1.80	10	7103	0
	III	10.12	1.80	10	7184	0
Mei	I	9.67	1.80	10	6802	0
	II	8.01	1.80	10	5363	0
	III	1.77	1.80	11	0	31
Juni	I	3.64	1.80	10	1590	0
	II	3.79	1.80	10	1724	0
	III	14.34	1.80	10	10832	0
Juli	I	13.70	1.80	10	10286	0
	II	3.79	1.80	10	1717	0
	III	23.10	1.80	11	20248	0
Agust	I	4.24	1.80	10	2109	0
	II	2.12	1.80	10	277	0
	III	1.30	1.80	11	0	478
Sept	I	2.67	1.80	10	755	0
	II	0.60	1.80	10	0	1041
	III	8.42	1.80	10	5722	0
Okt	I	5.16	1.80	10	2907	0
	II	7.77	1.80	10	5158	0
	III	8.46	1.80	11	6332	0
Nov	I	6.87	1.80	10	4381	0
	II	6.18	1.80	10	3786	0
	III	2.76	1.80	10	832	0
Des	I	4.06	1.80	10	1957	0
	II	12.47	1.80	10	9223	0
	III	14.29	1.80	11	11867	0
Total					204835	2553

(Sumber : Perhitungan)



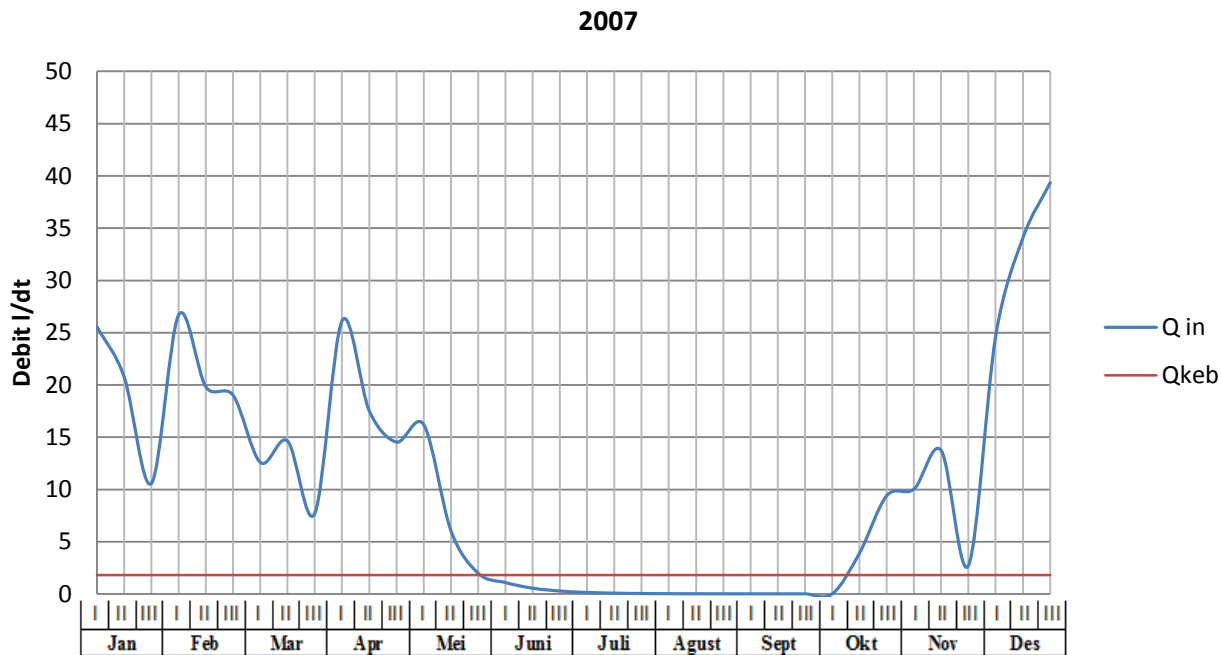
Gambar 3. Grafik Water Balance Tahun 2005

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 15. Akumulasi Volume Kekurangan 2007

2007 Bulan	Periode	Q in l/dt	Qkeb l/dt	N hari	Volume (+) m3	Volume (-) m3
Jan	I	25.57	1.80	10	20535	0
	II	20.74	1.80	10	16367	0
	III	10.58	1.80	11	8342	0
Feb	I	26.71	1.80	10	21524	0
	II	19.81	1.80	10	15562	0
	III	19.00	1.80	8	11892	0
Mar	I	12.58	1.80	10	9311	0
	II	14.62	1.80	10	11075	0
	III	7.71	1.80	11	5617	0
Apr	I	26.15	1.80	10	21038	0
	II	17.51	1.80	10	13570	0
	III	14.53	1.80	10	10997	0
Mei	I	16.19	1.80	10	12429	0
	II	6.01	1.80	10	3641	0
	III	1.96	1.80	11	155	0
Juni	I	1.08	1.80	10	0	622
	II	0.54	1.80	10	0	1089
	III	0.27	1.80	10	0	1322
Juli	I	0.13	1.80	10	0	1439
	II	0.07	1.80	10	0	1497
	III	0.03	1.80	11	0	1682
Agust	I	0.02	1.80	10	0	1541
	II	0.01	1.80	10	0	1548
	III	0.00	1.80	11	0	1707
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1553
	II	0.00	1.80	10	0	1554
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	3.91	1.80	10	1826	0
	III	9.40	1.80	11	7221	0
Nov	I	10.04	1.80	10	7118	0
	II	13.72	1.80	10	10296	0
	III	2.72	1.80	10	797	0
Des	I	24.71	1.80	10	19797	0
	II	34.10	1.80	10	27907	0
	III	39.36	1.80	11	35701	0
Total					292720	18663

(Sumber : Perhitungan)



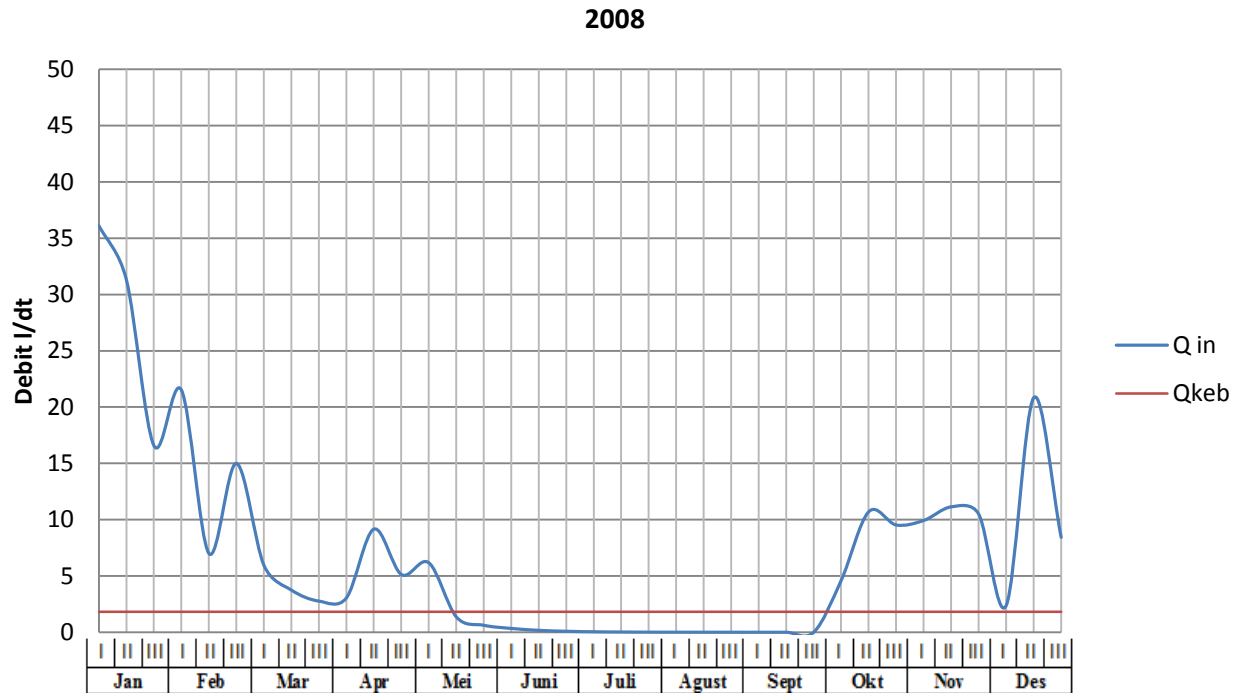
Gambar 4. Grafik Water Balance Tahun 2007

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 16. Akumulasi Volume Kekurangan 2008

2008	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	36.12	1.80	10	29650	0
	II	31.29	1.80	10	25483	0
	III	16.58	1.80	11	14046	0
Feb	I	21.52	1.80	10	17034	0
	II	7.00	1.80	10	4491	0
	III	15.01	1.80	8	9128	0
Mar	I	5.95	1.80	10	3584	0
	II	3.75	1.80	10	1683	0
	III	2.77	1.80	11	921	0
Apr	I	3.05	1.80	10	1082	0
	II	9.16	1.80	10	6363	0
	III	5.13	1.80	10	2879	0
Mei	I	6.17	1.80	10	3777	0
	II	1.36	1.80	10	0	379
	III	0.62	1.80	11	0	1123
Juni	I	0.34	1.80	10	0	1261
	II	0.17	1.80	10	0	1408
	III	0.09	1.80	10	0	1482
Juli	I	0.04	1.80	10	0	1518
	II	0.02	1.80	10	0	1537
	III	0.01	1.80	11	0	1702
Agust	I	0.01	1.80	10	0	1551
	II	0.00	1.80	10	0	1553
	III	0.00	1.80	11	0	1710
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Okt	I	4.62	1.80	10	2434	0
	II	10.71	1.80	10	7698	0
	III	9.53	1.80	11	7347	0
Nov	I	9.93	1.80	10	7026	0
	II	11.14	1.80	10	8073	0
	III	10.50	1.80	10	7515	0
Des	I	2.38	1.80	10	497	0
	II	20.84	1.80	10	16450	0
	III	8.43	1.80	11	6306	0
Total					183468	19887

(Sumber : Perhitungan)



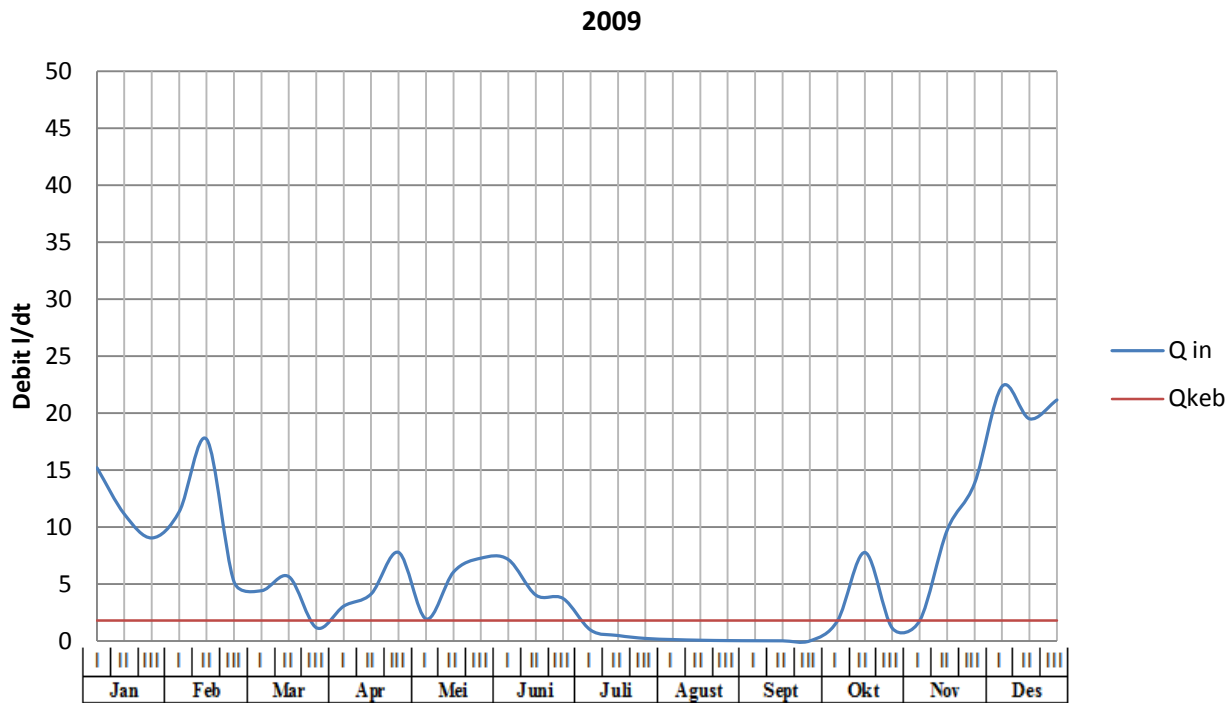
Gambar 5. Grafik Water Balance Tahun 2008

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 17. Akumulasi Volume Kekurangan 2009

2009	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	15.21	1.80	10	11582	0
	II	11.13	1.80	10	8060	0
	III	9.04	1.80	11	6883	0
Feb	I	11.35	1.80	10	8253	0
	II	17.70	1.80	10	13741	0
	III	5.17	1.80	8	2330	0
Mar	I	4.41	1.80	10	2256	0
	II	5.63	1.80	10	3312	0
	III	1.16	1.80	11	0	610
Apr	I	3.06	1.80	10	1086	0
	II	4.13	1.80	10	2014	0
	III	7.77	1.80	10	5156	0
Mei	I	1.93	1.80	10	109	0
	II	6.05	1.80	10	3672	0
	III	7.27	1.80	11	5197	0
Juni	I	7.14	1.80	10	4614	0
	II	4.03	1.80	10	1923	0
	III	3.72	1.80	10	1655	0
Juli	I	0.95	1.80	10	0	737
	II	0.47	1.80	10	0	1146
	III	0.22	1.80	11	0	1506
Agust	I	0.12	1.80	10	0	1453
	II	0.06	1.80	10	0	1504
	III	0.03	1.80	11	0	1685
Sept	I	0.01	1.80	10	0	1542
	II	0.01	1.80	10	0	1549
	III	0.00	1.80	10	0	1552
Okt	I	1.77	1.80	10	0	29
	II	7.77	1.80	10	5154	0
	III	1.11	1.80	11	0	658
Nov	I	1.79	1.80	10	0	6
	II	9.73	1.80	10	6855	0
	III	13.86	1.80	10	10419	0
Des	I	22.35	1.80	10	17759	0
	II	19.50	1.80	10	15297	0
	III	21.16	1.80	11	18402	0
Total					155729	13977

(Sumber : Perhitungan)



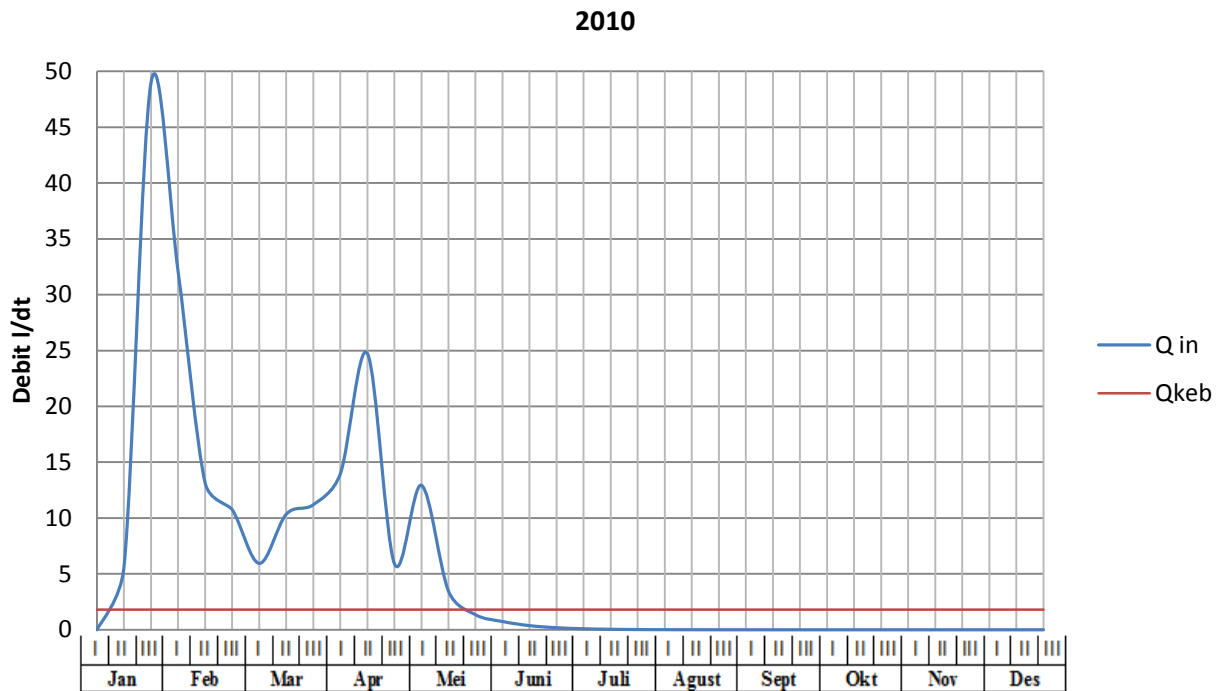
Gambar 6. Grafik Water Balance Tahun 2009

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 18. Akumulasi Volume Kekurangan 2010

2010	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	5.63	1.80	10	3309	0
	III	49.01	1.80	11	44868	0
Feb	I	32.09	1.80	10	26168	0
	II	13.14	1.80	10	9801	0
	III	10.76	1.80	8	6193	0
Mar	I	5.95	1.80	10	3582	0
	II	10.35	1.80	10	7385	0
	III	11.20	1.80	11	8933	0
Apr	I	13.98	1.80	10	10520	0
	II	24.74	1.80	10	19818	0
	III	5.91	1.80	10	3555	0
Mei	I	12.94	1.80	10	9623	0
	II	3.45	1.80	10	1424	0
	III	1.35	1.80	11	0	430
Juni	I	0.74	1.80	10	0	915
	II	0.37	1.80	10	0	1235
	III	0.19	1.80	10	0	1395
Juli	I	0.09	1.80	10	0	1475
	II	0.05	1.80	10	0	1515
	III	0.02	1.80	11	0	1691
Agust	I	0.01	1.80	10	0	1545
	II	0.01	1.80	10	0	1550
	III	0.00	1.80	11	0	1708
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1554
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	11	0	1711
Nov	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Des	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	11	0	1711
Total					155179	33986

(Sumber : Perhitungan)



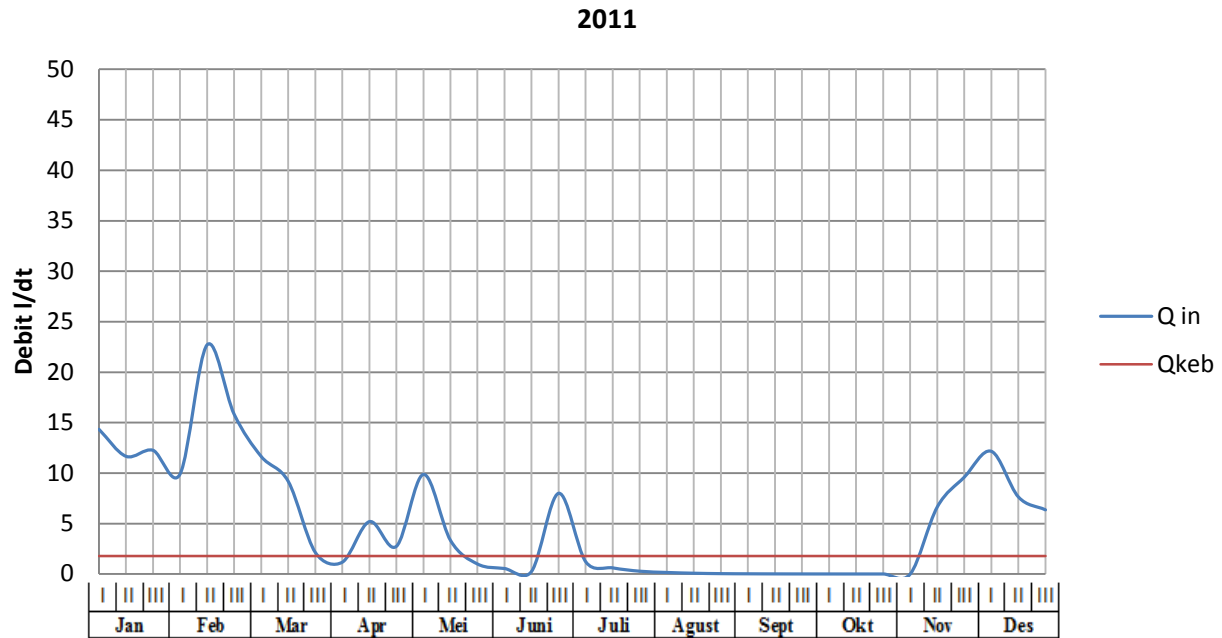
Gambar 7. Grafik Water Balance Tahun 2010

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 19. Akumulasi Volume Kekurangan 2011

2011	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	14.33	1.80	10	10830	0
	II	11.66	1.80	10	8520	0
	III	12.25	1.80	11	9935	0
Feb	I	9.91	1.80	10	7006	0
	II	22.71	1.80	10	18067	0
	III	15.82	1.80	8	9690	0
Mar	I	11.64	1.80	10	8502	0
	II	9.17	1.80	10	6369	0
	III	2.13	1.80	11	318	0
Apr	I	1.17	1.80	10	0	541
	II	5.19	1.80	10	2928	0
	III	2.74	1.80	10	816	0
Mei	I	9.87	1.80	10	6972	0
	II	3.32	1.80	10	1314	0
	III	0.99	1.80	11	0	774
Juni	I	0.54	1.80	10	0	1087
	II	0.27	1.80	10	0	1321
	III	8.00	1.80	10	5355	0
Juli	I	1.21	1.80	10	0	511
	II	0.60	1.80	10	0	1033
	III	0.27	1.80	11	0	1450
Agust	I	0.15	1.80	10	0	1425
	II	0.08	1.80	10	0	1490
	III	0.03	1.80	11	0	1678
Sept	I	0.02	1.80	10	0	1539
	II	0.01	1.80	10	0	1547
	III	0.00	1.80	10	0	1551
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1553
	II	0.00	1.80	10	0	1554
	III	0.00	1.80	11	0	1710
Nov	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	6.65	1.80	10	4192	0
	III	9.60	1.80	10	6741	0
Des	I	12.15	1.80	10	8945	0
	II	7.63	1.80	10	5036	0
	III	6.35	1.80	11	4329	0
Total					125864	22319

(Sumber : Perhitungan)



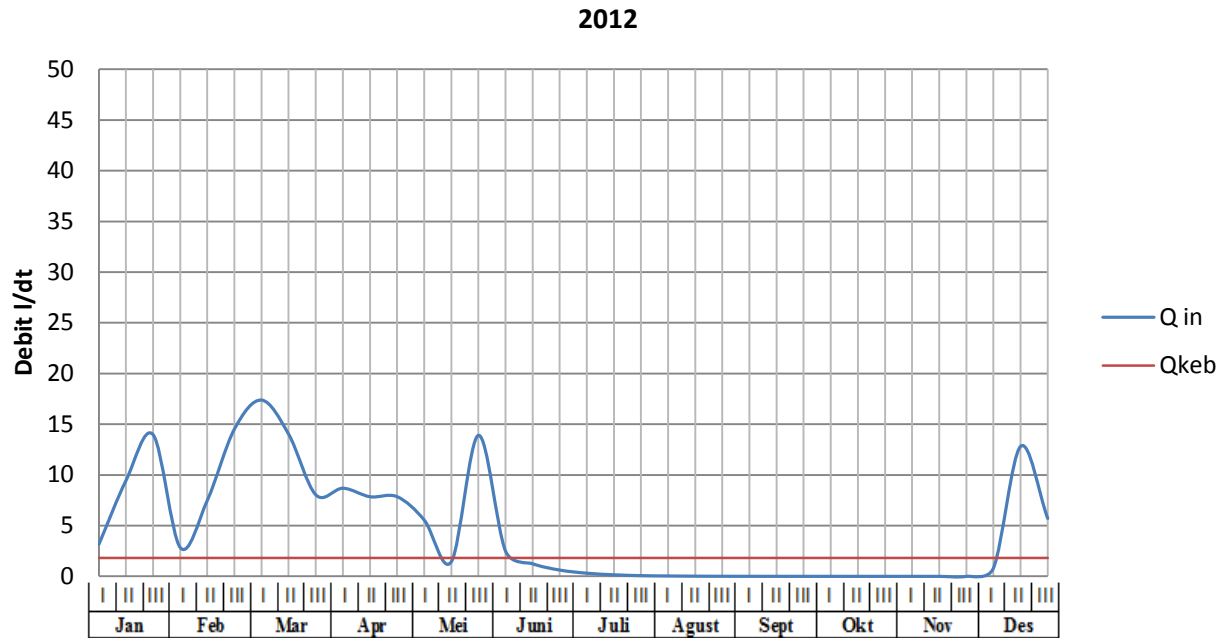
Gambar 8. Grafik Water Balance Tahun 2011

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 20. Akumulasi Volume Kekurangan 2012

2012	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	3.18	1.80	10	1190	0
	II	9.47	1.80	10	6628	0
	III	13.96	1.80	11	11562	0
Feb	I	2.83	1.80	10	892	0
	II	7.52	1.80	10	4943	0
	III	14.55	1.80	8	8810	0
Mar	I	17.39	1.80	10	13468	0
	II	14.01	1.80	10	10549	0
	III	8.04	1.80	11	5931	0
Apr	I	8.69	1.80	10	5957	0
	II	7.85	1.80	10	5230	0
	III	7.86	1.80	10	5233	0
Mei	I	5.55	1.80	10	3240	0
	II	1.45	1.80	10	0	304
	III	13.91	1.80	11	11510	0
Juni	I	2.48	1.80	10	586	0
	II	1.24	1.80	10	0	485
	III	0.62	1.80	10	0	1020
Juli	I	0.31	1.80	10	0	1288
	II	0.15	1.80	10	0	1421
	III	0.07	1.80	11	0	1644
Agust	I	0.04	1.80	10	0	1522
	II	0.02	1.80	10	0	1538
	III	0.01	1.80	11	0	1702
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1551
	II	0.00	1.80	10	0	1553
	III	0.00	1.80	10	0	1554
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	11	0	1711
Nov	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Des	I	0.84	1.80	10	0	833
	II	12.83	1.80	10	9530	0
	III	5.71	1.80	11	3720	0
Total					108978	25900

(Sumber : Perhitungan)



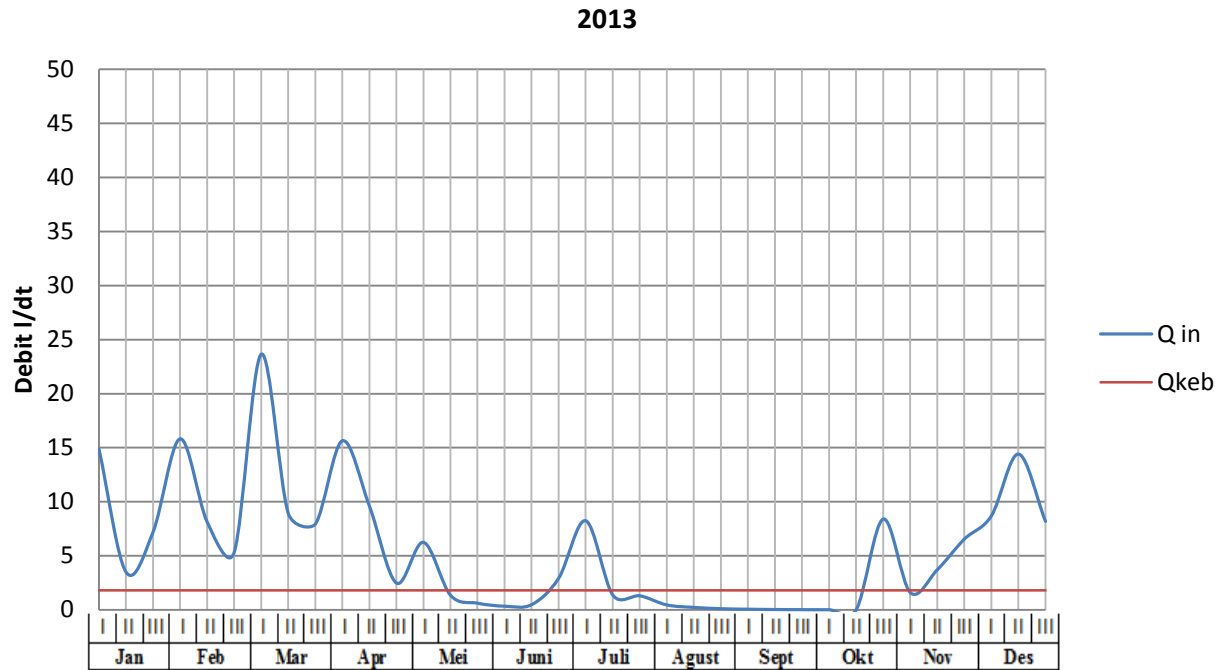
Gambar 9. Grafik Water Balance Tahun 2012

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 21. Akumulasi Volume Kekurangan 2013

2013	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	14.88	1.80	10	11298	0
	II	3.49	1.80	10	1461	0
	III	7.20	1.80	11	5130	0
Feb	I	15.82	1.80	10	12111	0
	II	8.14	1.80	10	5474	0
	III	5.31	1.80	8	2429	0
Mar	I	23.64	1.80	10	18873	0
	II	8.92	1.80	10	6148	0
	III	7.93	1.80	11	5827	0
Apr	I	15.64	1.80	10	11956	0
	II	9.60	1.80	10	6737	0
	III	2.48	1.80	10	586	0
Mei	I	6.24	1.80	10	3839	0
	II	1.35	1.80	10	0	392
	III	0.61	1.80	11	0	1129
Juni	I	0.34	1.80	10	0	1264
	II	0.48	1.80	10	0	1141
	III	2.93	1.80	10	975	0
Juli	I	8.24	1.80	10	5566	0
	II	1.36	1.80	10	0	377
	III	1.30	1.80	11	0	478
Agust	I	0.45	1.80	10	0	1167
	II	0.22	1.80	10	0	1361
	III	0.10	1.80	11	0	1614
Sept	I	0.06	1.80	10	0	1507
	II	0.03	1.80	10	0	1531
	III	0.01	1.80	10	0	1543
Okt	I	0.01	1.80	10	0	1549
	II	0.00	1.80	10	0	1552
	III	8.39	1.80	11	6268	0
Nov	I	1.59	1.80	10	0	178
	II	3.71	1.80	10	1650	0
	III	6.54	1.80	10	4096	0
Des	I	8.70	1.80	10	5958	0
	II	14.41	1.80	10	10893	0
	III	8.19	1.80	11	6070	0
Total					133344	16784

(Sumber : Perhitungan)



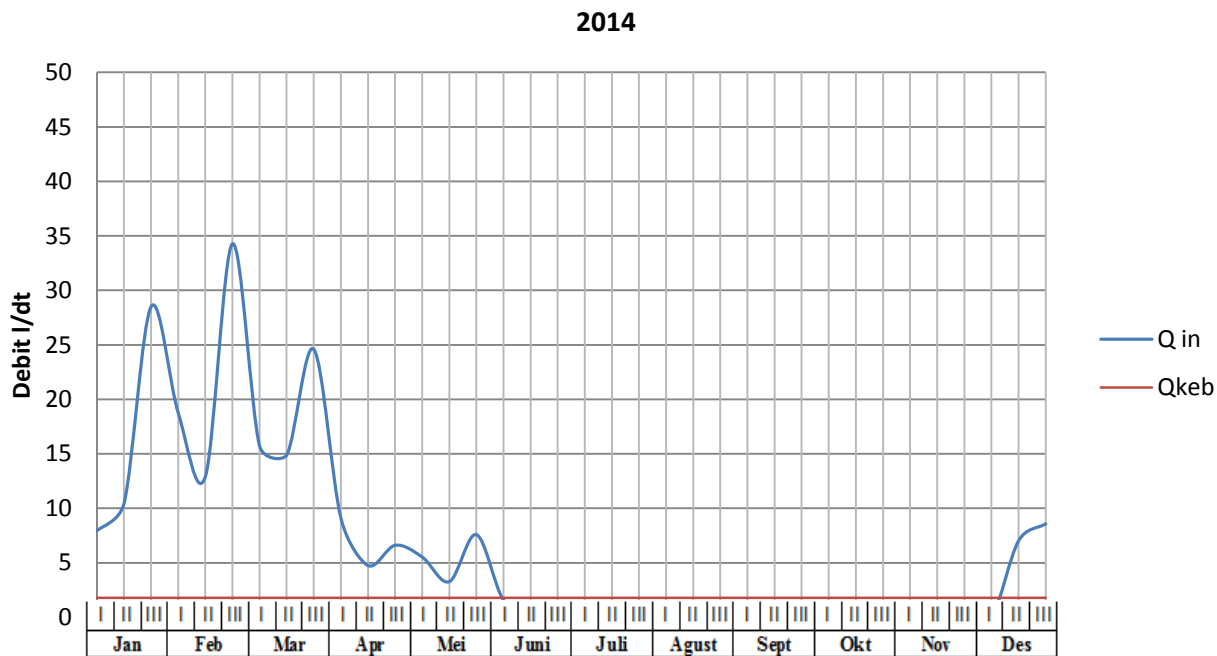
Gambar 10. Grafik Water Balance Tahun 2013

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 22. Akumulasi Volume Kekurangan 2014

2014	Periode	Q in	Qkeb	N	Volume (+)	Volume (-)
Bulan		l/dt	l/dt	hari	m3	m3
Jan	I	7.94	1.80	10	5307	0
	II	10.46	1.80	10	7480	0
	III	28.53	1.80	11	25400	0
Feb	I	18.73	1.80	10	14625	0
	II	12.92	1.80	10	9608	0
	III	34.28	1.80	8	22453	0
Mar	I	15.70	1.80	10	12013	0
	II	14.89	1.80	10	11306	0
	III	24.60	1.80	11	21666	0
Apr	I	9.08	1.80	10	6291	0
	II	4.74	1.80	10	2542	0
	III	6.60	1.80	10	4147	0
Mei	I	5.52	1.80	10	3212	0
	II	3.26	1.80	10	1266	0
	III	7.58	1.80	11	5492	0
Juni	I	1.55	1.80	10	0	215
	II	0.78	1.80	10	0	885
	III	0.39	1.80	10	0	1220
Juli	I	0.19	1.80	10	0	1388
	II	0.10	1.80	10	0	1471
	III	0.04	1.80	11	0	1669
Agust	I	0.02	1.80	10	0	1534
	II	0.01	1.80	10	0	1545
	III	0.01	1.80	11	0	1705
Sept	I	0.00	1.80	10	0	1553
	II	0.00	1.80	10	0	1554
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Okt	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	11	0	1711
Nov	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	0.00	1.80	10	0	1555
	III	0.00	1.80	10	0	1555
Des	I	0.00	1.80	10	0	1555
	II	7.02	1.80	10	4511	0
	III	8.57	1.80	11	6436	0
Total					163755	27336

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 11. Grafik Water Balance Tahun 2014

(Sumber : Perhitungan)

BIODATA PENULIS



Penulis, Heri Sumartono, lahir di Madiun pada tanggal 25 Januari 1992. Penulis merupakan anak pertama dari dua bersaudara pasangan Suwadi dan Parti. Penulis memiliki seorang saudara laki-laki bernama Candra Dwi Pangestu. Kehidupan yang sejak SMA sudah jauh dari orang tua membuat penulis mengerti bahwa hidup harus mandiri. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Klangon 02 Saradan (1998-2004), SMPN 03 Saradan(2004-2007), dan SMAN 01 Mejayan(2007-2010). Pada pertengahan tahun 2011 penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP. 3109 100 084 dan mengambil bidang studi Hidroteknik. Bagi penulis menempuh pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS merupakan suatu kesempatan yang tidak akan datang untuk kedua kalinya. Setelah menyelesaikan pendidikannya di ITS dan penulis selalu berharap untuk menjadi lulusan yang berkompeten bagi Indonesia. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email herry_cstry@yahoo.com